

DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE PROVISÓRIA METÁLICA PARA UM VÃO DE 80 METROS

DANIELA CRISTINA SOARES FARDILHA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Alvares Ribeiro Carmo Pacheco

Coorientador: Engenheiro Gilberto Castro Alves

JULHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À Família e Amigos

“Determinação, coragem e autoconfiança são fatores decisivos para o sucesso. Não importa quais sejam os obstáculos e as dificuldades. Se estamos possuídos de uma inabalável determinação, conseguiremos superá-los. Independentemente das circunstâncias, devemos ser sempre humildes, recatados e despidos de orgulho”

Dalai Lama

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação só foi possível graças ao contributo de diversas pessoas às quais quero agradecer.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Pedro Pacheco, pela disponibilidade, motivação e orientação científica concedida ao longo do trabalho.

Em seguida agradeço ao meu coorientador, Engenheiro Gilberto Alves, pelos seus conhecimentos, pela sua disponibilidade, pela disponibilização de documentos importantes e pelas suas orientações que se revelaram muito importantes na conclusão do trabalho.

Ao Engenheiro José Pedro Fernandes, um muito obrigada pelas informações concedidas que se demonstraram relevantes à minha dissertação.

Expresso também a gratidão ao Professor Filipe Magalhães pela sua disponibilidade, assim como, pela atenção dispensada, mesmo não estando diretamente envolvido na dissertação.

À minha família, em especial aos meus pais e a minha irmã, um enorme obrigada pelo apoio, pela paciência, pela confiança e pela compreensão ao longo desta dissertação.

Aos meus amigos pela motivação em altura de desânimo e pela ajuda oferecida.

A todos vós, a minha enorme gratidão pela realização de mais uma etapa da minha vida!

RESUMO

Durante os últimos anos verificaram-se muitas alterações climáticas que, por vezes, conduziram a catástrofes naturais. Estas catástrofes são conhecidas pela enorme destruição que provocam, nomeadamente em vias de comunicação. Esta é uma das muitas situações em que as pontes provisórias são aplicadas e devido a cenários como estes, as mesmas começam a ganhar uma forte presença no mercado da construção civil.

Nesta dissertação é apresentado um estado de arte sobre as pontes provisórias com o objetivo de perceber os tipos que existem no mercado, quais as suas características, o sistema de montagem aplicado, vantagens e desvantagens associadas a cada uma delas e a influência que estas têm na sociedade quando aplicadas.

Foi ainda desenvolvido um estudo sobre quatro documentos normativos e técnicos, nomeadamente Eurocódigo 3, AASHTO, Trilateral Design and Test Code e STANAG. O estudo incidiu na descrição pormenorizada da metodologia aplicada por cada documento, designadamente ações, combinações de ações e verificações de segurança.

Neste trabalho é ainda apresentado um dimensionamento de uma ponte provisória metálica com um vão de 80 metros. Foi possível compreender o impacto da escolha de diferentes abordagens regulamentares e diferentes classes de resistência de aço na solução final assim como o impacto da não aplicação do sistema Organic Prestressing System (OPS) a este tipo de estruturas. Para simular o comportamento da estrutura foi realizada uma modelação estrutural no programa de cálculo automático ROBOT.

PALAVRAS-CHAVE: ponte provisória metálica; Eurocódigo 3; AASHTO; Trilateral Design and Test Code; STANAG; dimensionamento.

ABSTRACT

During the last years there have been many climate changes which sometimes led to natural disasters. These disasters are known for the massive destruction that they cause, particularly on roads. This is one of the many situations where temporary bridges are applied and because of scenarios like these, they begin to gain a strong presence in the construction market.

This dissertation presents a state of the art on the temporary bridges in order to understand what kind of temporary bridges exist in the market, what are their characteristics, the assembly system that are used, the advantages and disadvantages associated with each of them and the influence that these bridges have on society when applied.

A study on four normative and technical documents was developed considering the Eurocode 3, the AASHTO, the Trilateral Design and Test Code and the STANAG. The study focused on detailed description of the methodology used by each document, including actions, action combinations and safety verifications.

This work also presents the design of a temporary steel bridge with a span of 80 meters. It was possible to understand the impact of the choice of different regulatory approaches and different steel strength classes in the final solution as well as the impact of the non-application of Organic Prestressing System (OPS) to this type of structures. To simulate the behavior of the structure it was created a structural model using the computer program ROBOT.

KEYWORDS: temporary steel bridge; Eurocode 3; AASHTO; Trilateral Design and Test Code; STANAG; design.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos	i
Resumo	iii
Abstract	v

1 INTRODUÇÃO

1

1.1. Introdução	1
1.2. Objetivos da dissertação	2
1.3. Estrutura da dissertação	2

2 ESTADO DA ARTE

3

2.1. Pontes provisórias	3
2.2. Tipo de pontes	3
2.2.1. Pontes de assalto	4
2.2.2. Pontes de apoio/logística	9
2.2.3. Pontes de comunicação	17
2.2.4. Quadro resumo das pontes provisórias	19
2.3. Recentes aplicações de pontes	21
2.3.1. Ponte Mabey Compact 200 aplicada em Portugal	21
2.3.2. Ponte Bailey aplicada no Equador	25
2.3.3. Ponte DSB aplicada na Suíça	26
2.3.4. Ponte Acrow 700XS aplicada nos Estados Unidos	27
2.3.5. Ponte LSB aplicada na Suíça	29

3 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

31

3.1. Introdução	31
3.2. Pré-dimensionamento	32
3.2.1. Parâmetros gerais	32
3.2.2. Condições topográficas das margens	32
3.2.3. Ações	36
3.2.4. Combinação de ações	63
3.2.5. Verificação da segurança	67

4 CASO DE ESTUDO	77
4.1. Introdução	77
4.2. Modelação	77
4.3. Quantificação de ações	79
4.3.1. Quantificação do peso próprio	79
4.3.2. Quantificação do revestimento	79
4.3.3. Quantificação das restantes cargas permanentes	80
4.3.4. Quantificação da carga rodoviária	80
4.3.5. Quantificação da força da frenagem	82
4.3.6. Quantificação do vento	83
4.3.7. Quantificação do gelo, neve e lama	88
4.3.8. Quantificação da temperatura	88
4.4. Análise estrutural	88
4.4.1. Identificação das secções	89
4.4.2. Verificação da estrutura de acordo com o Eurocódigo 3	91
4.4.3. Verificação da estrutura de acordo com a AASHTO	100
4.4.4. Verificação da estrutura de acordo com o Trilateral Design and Test Code	110
4.4.5. Comparação do caso em estudo com a ponte de OPS de acordo com o Eurocódigo 3	120
4.5. Conclusão	126
 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	 129
5.1. Introdução	129
5.2. Conclusão final	129
5.3. Trabalhos Futuros	130
 Referências Bibliográficas	 131
ANEXOS	137
ANEXO I – AÇÕES	137
ANEXO II – COMBINAÇÃO DE AÇÕES DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 0	138
ANEXO III – COMBINAÇÃO DE AÇÕES DE ACORDO COM A AASHTO	148
ANEXO IV – COMBINAÇÃO DE AÇÕES DE ACORDO COM O TRILATERAL DESIGN AND TEST CODE	155

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 As três categorias de pontes provisórias do tipo standard	4
Figura 2.2 Processo de montagem da ponte AVL B (Adaptada de imgur, 2015)	5
Figura 2.3 Instalação da ponte JAB (U.S. Army, 2008)	6
Figura 2.4 A ponte Wolverine transportada pelo tanque M1A2 (Military-Today, 2016a)	6
Figura 2.5 Instalação da ponte Wolverine (Military-Today, 2016b).....	6
Figura 2.6 Processo de montagem da ponte REBS (Adaptado de General Dynamics European Land Systems, 2012a)	7
Figura 2.7 A ponte REBS a ser transportada por um helicóptero (Defense Video & Imagery Distribution System, 2012).....	8
Figura 2.8 Lançamento do tabuleiro da ponte MAB (A) e passagem de um veículo militar sobre a ponte (B) (CNIM, 2015b)	8
Figura 2.9 Processo de montagem da ponte DSB (André, 2016).....	10
Figura 2.10 Processo de montagem da ponte MGB (WFEL, 2011b)	11
Figura 2.11 As possíveis configurações da ponte MGB (WFEL, 2011b).....	11
Figura 2.12 Ponte com configuração de dois níveis e sistema de reforço exterior (WFEL, 2011b).....	12
Figura 2.13 Aplicação de uma ponte Bailey na Segunda Guerra Mundial (Think Defense, 2012a)	12
Figura 2.14 Lançamento da ponte Bailey (André, 2016)	13
Figura 2.15 Ponte do tipo Bailey sobre a ribeira de Odivelas (Exército Português, 2010).....	13
Figura 2.16 Ponte Mabey Compact 200 sobre uma linha férrea (Mabey, 2016d)	14
Figura 2.17 Ponte LSB contruída por Americanos e Húngaros (Wikipedia, 2016).....	15
Figura 2.18 Ponte APFB Reinforced (A) (Think Defence, 2012b) e Ponte APFB Ferry (B) (GOV.UK., 2013)	15
Figura 2.19 APFB Overbridge (Think Defence, 2012b).....	16
Figura 2.20 Instalação de uma Ribbon Bridge (General Dynamics European Land Systems, 2012b) .	17
Figura 2.21 Ponte Mabey Universal (Mabey, 2016f).....	18
Figura 2.22 Ponte Acrow 700XS (Acrow Bridge, 2016)	18
Figura 2.23 Aluimento do pavimento (Jornal de Notícias, 2016)	21
Figura 2.24 Duas das peças da ponte Mabey Compact 200 (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD).....	22
Figura 2.25 Estado de conservação da ponte Mabey Compact 200 (A) e um dos orifícios existentes para a colocação das cavilhas (B) (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD).....	22
Figura 2.26 Tipo de ligações da ponte Mabey Compact 200 (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD).....	23
Figura 2.27 Apoios rolantes utilizados no deslizamento da ponte Mabey (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD).....	23

Figura 2.28 Encontros em betão armado (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD).....	24
Figura 2.29 Montagem da ponte Mabey Compact 200 (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD)	24
Figura 2.30 Deslizamento da Ponte Mabey Compact 200 até a posição final (Jornal de Notícias, 2016)	25
Figura 2.31 Deslizamento de terras na estrada (Radio Elite, 2016)	25
Figura 2.32 Montagem da ponte Bailey (A) (El Telegrafo, 2016) e posteriormente a passagem de um veículo sobre a ponte (B) (PP El Verdadero, 2016)	26
Figura 2.33 Ponte DSB aplicada na Suíça (WFEL, 2015) (Association of the United States Army, 2015)	26
Figura 2.34 Ponte Skagit antes do colapso (A) (Wikipedia, 2015) e depois do colapso (B) (Vancouver Sun, 2013).....	27
Figura 2.35 O veículo pesado que causou o colapso da ponte (National Transportation Safety Board, 2014) e a parte do veículo danificada pela estrutura (Federal Highway Administration, 2014)	27
Figura 2.36 Pontes provisórias Acrow 700XS (Acrow Bridge, 2015)	28
Figura 2.37 Realização de operações de limpeza (Swiss Armed Forces, 2011)	29
Figura 2.38 Montagem da ponte LSB (A) (Mabey, 2016g) (B) (Swiss Armed Forces, 2012)	30
Figura 2.39 A ponte LSB na posição final (Swiss Armed Forces, 2011).....	30
Figura 3.1 Determinação do vão teórico e livre face às condições de apoio (André, 2016)	33
Figura 3.2 Dimensão da faixa de rodagem (w) em diferentes cenários.....	34
Figura 3.3 Definição de forças de colisão de veículos no guarda rodas (André, 2016)	37
Figura 3.4 Ilustração do modelo de carga 1 (LM1) (Adaptado do EN 1991-2, 2003)	38
Figura 3.5 Ilustração do modelo de carga 2 (LM2) (EN 1991-2, 2003).....	39
Figura 3.6 Ilustração do modelo de carga 3 (LM3) (Adaptado de EN 1991-2, 2003)	39
Figura 3.7 Ilustração da carga e das dimensões do camião (Adaptada de AASHTO, 2012)	40
Figura 3.8 Carga da via segundo a norma AASHTO, em perfil longitudinal	41
Figura 3.9 Ilustração da carga Tandem em perfil longitudinal (à esquerda) e em planta (à direita)	41
Figura 3.10 Estrutura treliçada (EN 1991-1-4, 2010).....	45
Figura 3.11 Coeficiente de força (C_f0) para uma estrutura treliçada plana constituída por perfis de seção angular, em função do índice de cheios (ϕ) (EN 1991-1-4, 2010)	45
Figura 3.12 Coeficiente de força (C_f0) para uma estrutura treliçada espacial constituída por perfis de seção angular, em função do índice de cheios (ϕ) (EN 1991-1-4, 2010)	46
Figura 3.13 Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade ($\Psi\lambda$) em função do índice de cheios (ϕ) e da esbelteza (λ) (EN 1991-1-4, 2010).....	46
Figura 3.14 Definição do índice de cheios (ϕ) (EN 1991-1-4, 2010).....	48
Figura 3.15 Ação do vento nas diferentes direções (Adaptada do EN 1991-1-4, 2010)	48

Figura 3.16 Coeficiente de força ($Cfx, 0$) para tabuleiros de pontes (Adaptado do EN 1991-1-4, 2010)	49
Figura 3.17 Tabuleiro com a face exposta ao vento inclinada (EN 1991-1-4, 2010)	49
Figura 3.18 Altura a considerar para ($Aref, x$) (Adaptado do EN 1991-1-4, 2010)	50
Figura 3.19 Dimensões e posição da força da ação do vento (Adaptado do EN 1991-1-4, 2010)	51
Figura 3.20 Representação do coeficiente de exposição ($ce(z)$) para $co=1,0$ e $k1=1,0$ (EN 1991-1-4, 2010)	55
Figura 3.21 Ação da pressão do vento no veículo (Adaptada de André, 2016)	57
Figura 3.22 Diferentes zonas do Estados Unidos (AASHTO, 2012)	62
Figura 3.23 Temperatura diferencial vertical para estruturas metálicas e de betão (Adaptado de AASHTO, 2012)	63
Figura 4.1 Alçado lateral do modelo da ponte provisória metálica	78
Figura 4.2 Alçado posterior do modelo da ponte provisória metálica	78
Figura 4.3 Vista superior do modelo da ponte provisória metálica	78
Figura 4.4 Vista em 3D do modelo da ponte provisória metálica	79
Figura 4.5 Plataforma da ponte constituída por painéis extrudidos de alumínio (André, 2016)	80
Figura 4.6 Modelo de carga do veículo especial 1200	80
Figura 4.7 Veículo de rodas com uma classe de carga igual a MLC 120	81
Figura 4.8 Ação aplicada no tramo central da ponte (Caso 1)	81
Figura 4.9 Ação aplicada no tramo inicial da ponte (Caso 2)	81
Figura 4.10 Definição das medidas da ponte (Adaptada de André, 2016)	83
Figura 4.11 Modelo da ponte provisória com OPS com a identificação das secções (André, 2016)	88
Figura 4.12 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções	89
Figura 4.13 Perfil do tipo IPE 300 com a identificação das suas dimensões	89
Figura 4.14 Perfil do tipo PRS com a identificação das suas dimensões	90
Figura 4.15 Perfil do tipo SHS_100x100x8 com a identificação das suas dimensões	90
Figura 4.16 Perfil do tipo Phi_30 com a identificação das suas dimensões	91
Figura 4.17 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3	91
Figura 4.18 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch6_180x180 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3	92
Figura 4.19 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch8_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3	93
Figura 4.20 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch12_150x150 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3	94

Figura 4.21 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch18_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3	95
Figura 4.22 Modelo da ponte provisória, de acordo com estado limite último do Eurocódigo 3.....	96
Figura 4.23 Nova configuração da ponte provisória	97
Figura 4.24 Barras de contraventamento (cor azul escura) aplicadas na nova configuração da ponte provisória.....	98
Figura 4.25 Nova configuração da ponte provisória de acordo com os estados limites último e de utilização do Eurocódigo 3.....	98
Figura 4.26 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO	100
Figura 4.27 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo IPE que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO.....	101
Figura 4.28 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch6_180x180 que não verificam a segurança (cor amarela) de acordo com a AASHTO.....	101
Figura 4.29 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch8_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO.....	102
Figura 4.30 Modelo do caso de estudo com a identificação das secções do tipo PRS_ch12_150x150 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO.....	104
Figura 4.31 Modelo do caso de estudo com a identificação das secções do tipo PRS_ch18_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO.....	105
Figura 4.32 Modelo do caso de estudo com a identificação das secções do tipo 100x100x8 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO	106
Figura 4.33 Modelo da ponte provisória, de acordo as combinações Strength da norma AASHTO ..	108
Figura 4.34 Nova configuração da ponte provisória com as verificações, de acordo com a AASHTO	109
Figura 4.35 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções que não verificam a segurança (cor preta), de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	110
Figura 4.36 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch8_300x300 que não verificam a segurança (cor preta), de acordo com o Trilateral Design and Test Code	111
Figura 4.37 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch12_150x150 que não verificam a segurança (cor preta), de acordo com o Trilateral Design and Test Code	112
Figura 4.38 Modelo da ponte provisória, de acordo com as verificações do Trilateral Design and Test Code.....	114
Figura 4.39 Nova configuração da ponte provisória com as verificações, de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	117
Figura 4.40 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch6_180x180 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3.....	120
Figura 4.41 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch8_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3	121

Figura 4.42 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch18_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3	122
Figura 4.43 Modelo da ponte provisória, segundo o estado limite último do Eurocódigo 3	124
Figura 4.44 Nova configuração da ponte provisória, de acordo com os estados limites último e de serviço do Eurocódigo 3	125

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Quadro resumo das pontes provisórias - Parte 1 (André, 2016) (General Dynamics European Land Systems, 2012a) (CNIM, 2015a) (WFEL, 2011a) (WFEL, 2011b) (WFEL, 2011c)	19
Quadro 2.2 Quadro resumo das pontes provisórias - Parte 2 (André, 2016) (WFEL, 2011a) (WFEL, 2011b) (Mabey, 2016c)	20
Quadro 3.1 Largura mínima da via ou vias para cada classe de carga (Hornbeck et al., 2005) (STANAG 2021, 2006)	33
Quadro 3.2 Largura e número das vias (EN 1991-2, 2003)	34
Quadro 3.3 Inclinação máxima transversal (Hornbeck et al., 2005)	35
Quadro 3.4 Inclinação máxima longitudinal (Hornbeck et al., 2005)	35
Quadro 3.5 Valores máximos para a velocidade de projeto (Adaptada de Hornbeck et al., 2005)	36
Quadro 3.6 Valores característicos do modelo de carga 1 (LM1) (Adaptado do EN 1991-2, 2003)	38
Quadro 3.7 Quantificação dos efeitos dinâmicos (Adaptado de AASHTO, 2012)	42
Quadro 3.8 Fatores de múltipla presença (Adaptado de AASHTO, 2012)	42
Quadro 3.9 Fatores de frenagem (Adaptado de Hornbeck et al., 2005)	43
Quadro 3.10 Valores da esbelteza (λ) recomendados para cilindros, elementos com seção poligonal (incluindo a retangular), perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas (EN 1991-1-4, 2010)	47
Quadro 3.11 Altura (d_{tot}) a considerar para $A_{ref, x}$ (EN 1991-1-4, 2010)	50
Quadro 3.12 Valores dos coeficientes de exposição em função da altura acima do solo e categoria de terreno (EN 1991-1-4, 2010)	52
Quadro 3.13 Categorias e parâmetros de terreno (EN 1991-1-4, 2010)	53
Quadro 3.14 Valor básico da velocidade de referência do vento (EN 1991-1-4, 2010)	54
Quadro 3.15 Categorias e parâmetros de terreno (Adaptada de AASHTO, 2012)	56
Quadro 3.16 Pressão base do vento (P_B) de acordo com a velocidade base do vento igual a 44,7 m/s (Adaptado de AASHTO, 2012)	56
Quadro 3.17 Pressão base do vento (P_B) para os vários ângulos de acordo com a velocidade base do vento igual a 44,7 m/s (Adaptado de AASHTO, 2012)	57
Quadro 3.18 Componentes da ação do vento (Adaptado de AASHTO, 2012)	58
Quadro 3.19 Velocidade e pressão do vento (Adaptada de Hornbeck et al., 2005)	58
Quadro 3.20 Fatores amplificadores de impacto (Adaptada de Hornbeck et al., 2005)	59
Quadro 3.21 Valores recomendados da componente linear da variação diferencial de temperatura para diferentes tipos de tabuleiro de pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias (EN 1991-1-5, 2009)	61
Quadro 3.22 Variação das temperaturas no procedimento A (Adaptada em AASHTO, 2012)	62
Quadro 3.23 Temperatura diferencial base (Adaptada em AASHTO, 2012)	63
Quadro 3.24 Coeficientes parciais relativos às ações (Adaptado de EN1990, 2009)	65

Quadro 3.25 Fatores de combinação e redução para as ações variáveis (Adaptado de EN 1990, 2009)	65
Quadro 3.26 Dimensionamento dos pontos de elevação	68
Quadro 4.1 Dimensões dos diferentes perfis do tipo PRS	90
Quadro 4.2 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch6_180x180 que não verificaram a segurança de acordo com o Eurocódigo 3	92
Quadro 4.3 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança de acordo com o Eurocódigo 3 – parte 1	93
Quadro 4.4 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3 – parte 2	94
Quadro 4.5 Quadro resumo do elemento de secção PRS_ch12_150x150 que não verifica a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3	94
Quadro 4.6 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch18_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3	95
Quadro 4.7 Quadro resumo do rácio das secções, segundo o estado limite último do Eurocódigo 3	97
Quadro 4.8 Quadro resumo do rácio das secções, segundo os estados limites último e de utilização do Eurocódigo 3	99
Quadro 4.9 Quadro resumo de todos os elementos de secção IPE 300 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO	101
Quadro 4.10 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch6_180x180 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO	102
Quadro 4.11 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO	103
Quadro 4.12 Quadro resumo do elemento de secção PRS_ch12_150x150 que não verifica a segurança, de acordo com a AASHTO	104
Quadro 4.13 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch18_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO	105
Quadro 4.14 Quadro resumo de todos os elementos de secção SHS_100x100x8 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO – Parte 1	106
Quadro 4.15 Quadro resumo de todos os elementos de secção SHS_100x100x8 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO – Parte 2	107
Quadro 4.16 Quadro resumo do rácio das secções, de acordo com as combinações Strength da norma AASHTO	108
Quadro 4.17 Quadro resumo das secções segundo as combinações Strength dispostas na norma AASHTO	109
Quadro 4.18 Quadro resumo da verificação da resistência à flexão e/ou tração do perfil PRS_ch8_300x300, de acordo com o Trilateral Test and Design Code – parte 1	111
Quadro 4.19 Quadro resumo da verificação da resistência à flexão e/ou tração do perfil PRS_ch8_300x300, de acordo com o Trilateral Test and Design Code – parte 2	112

Quadro 4.20 Quadro resumo da verificação da resistência à flexão e/ou tração do perfil PRS_ch12_150x150, de acordo com o Trilateral Test and Design Code – parte 2	112
Quadro 4.21 Quadro resumo das verificações das seções IPE160, de acordo com o Trilateral Design and Test Code	114
Quadro 4.22 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch6_180x180, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 1	114
Quadro 4.23 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch6_180x180, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 2	115
Quadro 4.24 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch12_150x150, de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	115
Quadro 4.25 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch15_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	115
Quadro 4.26 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch18_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 1.....	115
Quadro 4.27 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch18_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 2.....	116
Quadro 4.28 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch20_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	116
Quadro 4.29 Quadro resumo das verificações das seções SHS_80x80x6, de acordo com o Trilateral Design and Test Code	116
Quadro 4.30 Quadro resumo das verificações das seções IPE160, de acordo com o Trilateral Design and Test Code	117
Quadro 4.31 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch6_180x180, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 1	117
Quadro 4.32 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch6_180x180, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 2	118
Quadro 4.33 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch12_150x150, de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	118
Quadro 4.34 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch15_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	118
Quadro 4.35 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch18_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	119
Quadro 4.36 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch20_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code.....	119
Quadro 4.37 Quadro resumo das verificações das seções SHS_80x80x6, de acordo com o Trilateral Design and Test Code	119
Quadro 4.38 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch6_180x180 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3	121

Quadro 4.39 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3 – parte 1	121
Quadro 4.40 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3 – parte 2	122
Quadro 4.41 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch18_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3	123
Quadro 4.42 Quadro resumo do rácio das secções, segundo o estado limite último do Eurocódigo 3	124
Quadro 4.43 Quadro resumo do rácio das secções, segundo o estado limite último do Eurocódigo 3	125
Quadro 4.44 Quadro resumo dos pesos da estrutura, de acordo com os respetivos documentos	127
Quadro 4.45 Quadro resumo da deformação, de acordo com os respetivos documentos	127
Quadro 4.46 Quadro resumo da estrutura provisória com e sem a aplicação do OPS, de acordo com o Eurocódigo 3	127

1

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos, a exposição de estruturas a catástrofes naturais e acidentes conduziu por vezes a que as mesmas não mantivessem a sua integridade. Para estas situações são procuradas e adotadas soluções em que o principal objetivo é manter a funcionalidade das estruturas, que antes funcionavam com normalidade. No caso de pontes ou vias danificadas, as pontes provisórias surgem como uma das soluções possíveis sendo que estas, não só apoiam este tipo de operações como também operações militares em cenários de guerra. Neste sentido, as pontes provisórias assumem um papel de grande importância nas áreas de engenharia civil e engenharia militar.

As pontes provisórias podem ter uma construção do “tipo lego”, ou seja, uma construção que é baseada num sistema do tipo modular. A aplicação deste sistema nas pontes provisórias, apresenta inúmeras vantagens destacando-se a possibilidade de controlar o comprimento do vão e da largura da estrutura, a ausência da necessidade de uma mão-de-obra “particularmente qualificada”, uma maior facilidade no controlo da qualidade dos elementos e um tempo de construção inferior ao habitual. Este sistema permite, também, que as pontes provisórias possam ser aplicadas mais do que uma vez com a devida manutenção, ao contrário do que acontece com as pontes permanentes. Além disto, a adaptação das pontes provisórias a este sistema possibilita que as mesmas possam ser exportadas para vários países. No entanto, deve haver alguma preocupação na legislação aplicada em cada um desses países.

A presente dissertação apresenta os diversos tipos de pontes provisórias, tendo como principal objetivo o dimensionamento de uma ponte provisória através de uma abordagem a diferentes documentos normativos e técnicos, procurando a validação de toda a estrutura de acordo com a respetiva legislação aplicada.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho tem como principal objetivo a aplicação de vários documentos normativos e técnicos, no dimensionamento de uma ponte provisória metálica destinada a fins civis e militares. Para que este objetivo fosse alcançável, foram traçados outros objetivos, tais como:

- Aquisição de novos conhecimentos sobre as características, sistemas de montagem, vantagens e desvantagens das várias pontes provisórias;
- Pesquisa sobre os casos mais recentes da aplicação de pontes provisórias;
- Estudo pormenorizado de diferentes documentos normativos e técnicos que abordam as diferentes quantificações de ações, combinações e verificações de segurança;
- Aplicação dos diferentes documentos normativos e técnicos no dimensionamento e modelação de uma ponte provisória com um tabuleiro metálico treliçado de 80 metros de vão;
- Comparação entre modelos de pontes face às diferentes características de cada uma.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está repartida em cinco capítulos, sendo o presente relativo à introdução, aos principais objetivos do trabalho e à estrutura da dissertação.

No capítulo 2, são apresentadas as várias categorias das pontes provisórias, abordando a sua constituição, as suas características funcionais, os seus processos de montagem, as suas vantagens e desvantagens. São ainda referidos alguns casos recentes de aplicação de pontes provisórias.

O capítulo 3 tem como objetivo, o estudo de vários documentos técnicos e normativos no dimensionamento do tabuleiro, descrevendo pormenorizadamente as ações, combinações e verificações de cada documento.

O capítulo 4 consiste na modelação de uma ponte provisória metálica, na aplicação de todas as ações e combinações associadas a cada documento técnico ou normativo e, por fim, numa análise estrutural de acordo com a legislação aplicada. Este capítulo apresenta ainda, uma síntese dos resultados obtidos na análise da estrutura, em termos de comparação de peso e deformações de cada documento.

O capítulo 5 apresenta um resumo de todo o trabalho. Neste capítulo são referidas as principais conclusões adquiridas com a realização desta dissertação e, ainda, a possibilidade de futuros trabalhos baseados neste estudo.

2 ESTADO DA ARTE

2.1. PONTES PROVISÓRIAS

As pontes são obras de arte que desempenham um papel de extrema importância na ligação entre dois pontos separados por obstáculos naturais ou artificiais, designadamente vales ou depressões do terreno, cursos de água ou outro tipo de obstáculo. É de salientar que, consoante o período de utilização da ponte, esta pode ser “de ordem” provisória ou definitiva (Lucas, 2013).

A sociedade atual encontra-se exposta a certos cenários que ameaçam o estado das suas estruturas, nomeadamente, edifícios e pontes. De entre os possíveis cenários, destacam-se as catástrofes naturais, os acidentes e conflitos militares. A utilização de pontes provisórias torna-se então imprescindível nestes casos, por forma a minorar e ultrapassar as adversidades provenientes dos danos infligidos. Para além do já exposto, pode-se igualmente recorrer a este tipo de ponte com o objetivo de reabilitar pontes já existentes (Unibridge, 2012).

As pontes provisórias devem ser concebidas com base em algumas exigências e especificações, tais como, um comprimento adequado de modo a permitir uma boa ligação entre os dois pontos, uma largura suficiente para acomodar os veículos que lá transitam, uma durabilidade devido ao número de vezes que esta é utilizada e um peso leve (Dasch, 2013).

Atendendo ao que está patente em parágrafos anteriores, é possível afirmar que, por um lado, as pontes temporárias servem a comunidade, mas por outro, também dão apoio às forças militares, dispondo assim de uma capacidade resistente para suportar os seus veículos pesados.

2.2. TIPO DE PONTES

As pontes provisórias podem ser classificadas como pontes *standards* ou *não standards*. As pontes *standards* são constituídas por sistemas e componentes de pontes produzidas e são projetadas para serem facilmente construídas, transportáveis e reutilizadas. Em contrapartida, as pontes *não standards* são concebidas para ultrapassarem um determinado obstáculo e são tipicamente constituídas por perfis com secções comerciais mediante a sua disponibilidade (Headquarters, 2008).

O capítulo presente apresenta as pontes provisórias do tipo standard, destacando as 3 categorias de pontes militares provisórias desse tipo, nomeadamente as pontes de assalto, as pontes de apoio/logística e as pontes de comunicação (Headquarters, 2008) (Miller 1987).

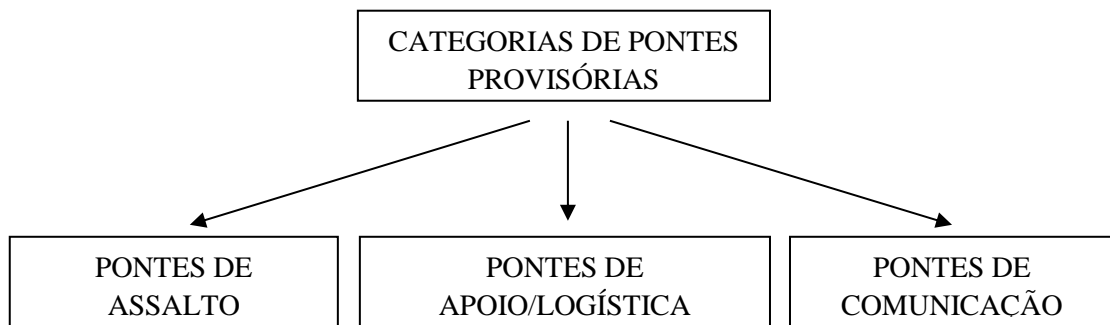


Figura 2.1 As três categorias de pontes provisórias do tipo standard

2.2.1. PONTES DE ASSALTO

As pontes de assalto são empregues em situações de carácter momentâneo, o que as diferencia das pontes de apoio/logística e das pontes de comunicação, uma vez que estas são de uso permanente (Headquarters, 2008). A sua montagem pode ser realizada na área de operações de combate mesmo sendo alvo do fogo inimigo (Miller 1987). Neste cenário de guerra, estas pontes possuem a vantagem do seu lançamento demorar apenas alguns minutos (< 10 minutos) (Medzmariashvili, 2008).

Ao longo do tempo foram surgindo várias pontes de assalto, umas mais vantajosas que outras, mas com um objetivo comum, o atravessamento dos veículos civis e militares de um ponto ao outro face a um obstáculo. Exemplos dessas pontes são a Armoured Vehicle Launched Bridge (AVLB), a Joint Assault Bridge (JAB), a Wolverine, a Modular Assault Bridge (MAB) e a Rapidly Emplaced Bridge System (REBS).

2.2.1.1. Ponte AVLB

A ponte AVLB é uma ponte metálica dobrável concebida para vencer um vão de 18,3 metros e uma classe de carga MLC60. Esta ponte encontra-se em cima de um chassis, veículo de transporte – M60 ou M48 (tanque). Este veículo transportador é vantajoso por possuir sensores de gás, luz e fogo. No entanto, também possui alguns aspetos negativos como uma velocidade e mobilidade reduzida e a ausência de armamento (Reddy, 2014) (Headquarters, 2008a).

O lançamento da ponte AVLB é realizado através de um sistema de óleo hidráulico não implicando a intervenção de equipa de apoio, ou seja, a ponte não expõe a tripulação (dois homens) ao fogo inimigo. Depois dos veículos passarem, a ponte pode ser retirada na margem oposta (Olive-Drab, 2011).

Nos anos 90, a ponte AVLB evoluiu de tal forma que a sua classe de carga passou a ser MLC70 (Sia, 2008).

A Figura 2.2 ilustra o processo de montagem da ponte AVLB.



Figura 2.2 Processo de montagem da ponte AVLB (Adaptada de imgur, 2015)

2.2.1.2. Ponte JAB

A ponte JAB surge como uma ponte substituta da ponte AVLB. Esta é metálica e dobrável, bastante semelhante a esta última, nomeadamente no que toca ao seu sistema estrutural e de funcionamento. No entanto, o seu veículo de transporte é diferente, sendo mais recente – Abrahms M1 (tanque). Em relação às suas características, a ponte JAB ostenta um vão igual a 18,3 metros e uma classe de carga MLC85, um upgrade em relação à ponte AVLB (Army-technology.com, 2012).

Esta ponte de assalto tem um tempo de montagem inferior à ponte AVLB, uma vez que parte do seu material é constituído por fibra de carbono. Este é um aspeto muito vantajoso em cenários de guerra pois trata-se de um material bastante leve e resistente (Navy, 2009).



Figura 2.3 Instalação da ponte JAB (U.S. Army, 2008)

2.2.1.3. Ponte Wolverine

A ponte Wolverine ou Armored Bridge Layer é mais uma ponte de assalto que visa substituir a ponte AVLC. Esta ponte metálica é transportada por um M1A2 (tanque) e foi concebida para vencer um vão de 24 metros e uma classe de carga de MLC70. O seu dimensionamento foi realizado de maneira a proporcionar 5000 atravessamentos de veículos com um peso limite de 70 toneladas (MLC70) (Military-Today, 2016a).



Figura 2.4 A ponte Wolverine transportada pelo tanque M1A2 (Military-Today, 2016a)

Ao contrário das pontes anteriormente apresentadas, esta tem um sistema estrutural diferente e, por esse motivo, é implantada na horizontal, em vez do movimento tipo tesoura, anteriormente exibido (U.S. Army, 2011).



Figura 2.5 Instalação da ponte Wolverine (Military-Today, 2016b)

2.2.1.4. Ponte REBS

A REBS é uma ponte de apoio que mediante a situação pode ser empregue como ponte de assalto (Headquarters, 2008). É constituída por uma estrutura soldada de alumínio com um vão de 13 metros, sendo dividida em duas partes iguais acopladas no veículo transportador. Relativamente à classe de carga, esta ponte permite a passagem de veículos de classe MLC50 (General Dynamics European Land Systems, 2012a) (Headquarters, 2006).

A Figura 2.6 demonstra o processo de montagem da ponte REBS.

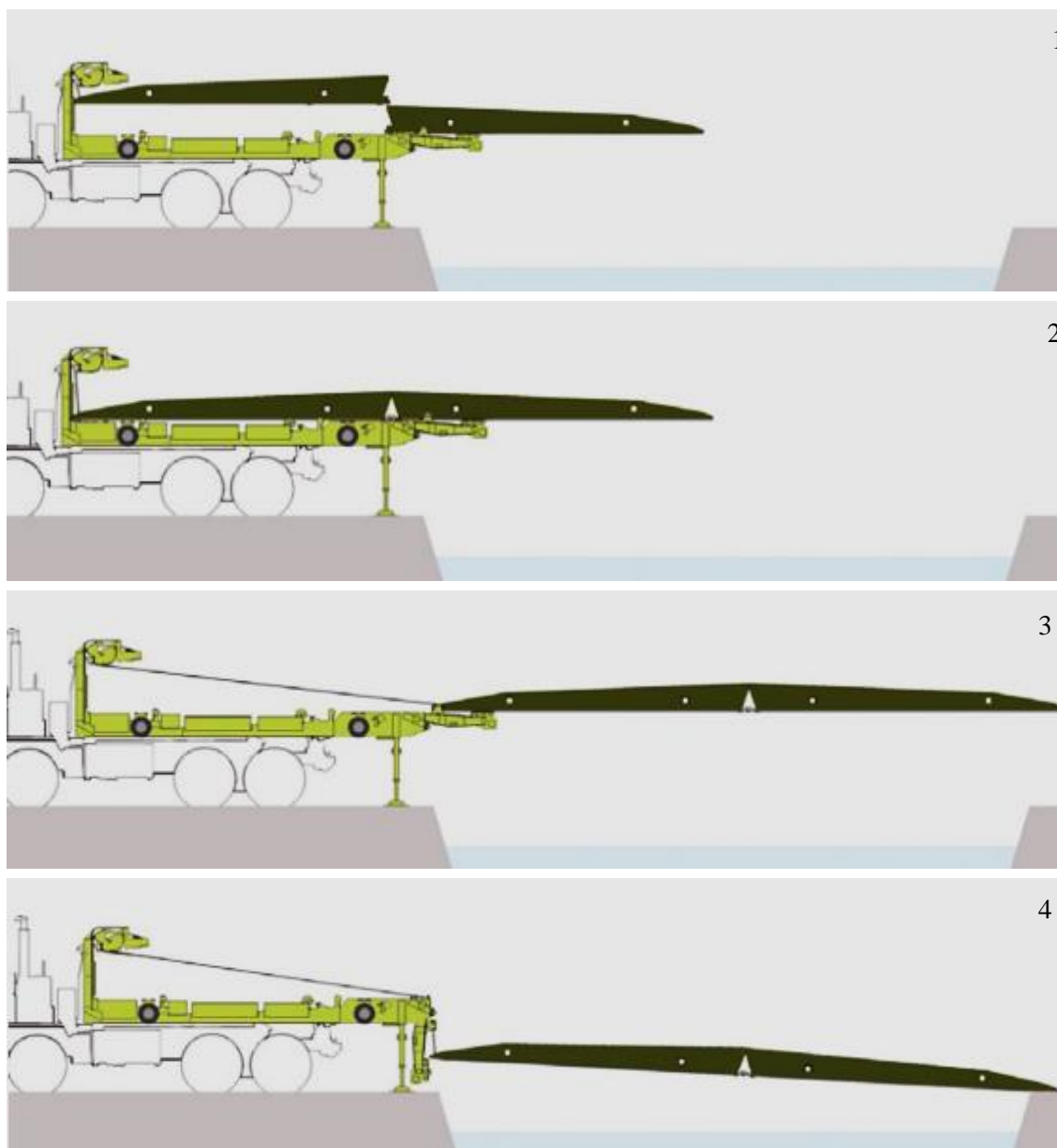


Figura 2.6 Processo de montagem da ponte REBS (Adaptado de General Dynamics European Land Systems, 2012a)

Tal como as pontes previamente apresentadas, esta possui vantagens e desvantagens. A maior vantagem oferecida pela REBS concerne na grande diversidade de meios de transporte, designadamente por camiões, tanques, aviões ou helicópteros. Contudo, a exposição da tripulação durante a sua montagem e a baixa classe de carga revelam-se desvantagens importantes e consideráveis (Headquarters, 2006) (Headquarters, 2008).



Figura 2.7 A ponte REBS a ser transportada por um helicóptero (Defense Video & Imagery Distribution System, 2012)

2.2.1.5. Ponte MAB

A ponte MAB, também conhecida por PTA, encontra-se ao serviço do exército francês desde 2010. Esta ponte apresenta dois tipos de sistemas estruturais diferentes, uma com um vão de 26 metros e outra que se encontra seccionada em duas partes, com um vão de 14,3 metros. Para cada vão existe uma de classe de carga diferente, ou seja, para o vão de 14,3 metros a classe de carga é MLC100 enquanto que para o vão de 26 metros a classe de carga é MLC80 (CNIM, 2015a).

O seu dimensionamento foi realizado de maneira a proporcionar 10 000 atravessamentos de veículos com o peso limite definido (MLC80 ou MLC100) (CNIM, 2015a).



Figura 2.8 Lançamento do tabuleiro da ponte MAB (A) e passagem de um veículo militar sobre a ponte (B) (CNIM, 2015b)

A MAB apresenta aspetos vantajosos relativamente à sua mobilidade, à sua segurança e ao seu transporte. No que diz respeito à mobilidade, os veículos militares utilizados dispõem de um sistema de tração efetuado por 10 rodas e permitem que a sua passagem possa ser realizada por caminhos menos impróprios, como lama e areia. No que toca à segurança, esta ponte, tal como a AVLB, efetua o lançamento sem exposição da sua tripulação. Em relação ao transporte, este equipamento apresenta mais do que um meio de transporte, nomeadamente por meio de transporte aéreo, ferroviário, marítimo ou rodoviário (CNIM, 2015c).

2.2.2. PONTES DE APOIO/LOGÍSTICA

As pontes de apoio ou logística podem ser usadas como pontes de assalto, mas com a particularidade de serem de carácter permanente, como foi referido anteriormente (ver 2.2.1 e 2.2.1.4). Estas pontes podem ser instaladas perto da área de operações de combate, num curto período de tempo (30 a 120 minutos) e podem ser constituídas por um ou múltiplos vãos (Medzmariashvili, 2008).

Tal como as pontes de assalto, estas pontes de apoio têm como objetivo principal assegurar a passagem dos veículos de um ponto ao outro, no entanto estas possuem um maior comprimento que as pontes de assalto (Headquarters, 2008).

Exemplos de pontes de apoio ou logística são a Rapidly Emplaced Bridge System (REBS), a Dry Support Bridge (DSB), a Medium Girder Bridge (MGB), a Bailey, a Mabey Compact 200, a Logistic Support Bridging (LSB), a Air Portable Ferry Bridge (APFB) e a Ribbon Bridge.

2.2.2.1. Ponte DSB

A ponte DSB é uma ponte de apoio dimensionada para vencer um vão de 40 metros e uma classe de carga MLC80 (veículo de lagartas) ou MLC120 (veículo de rodas). Possui algumas vantagens, particularmente uma grande facilidade de transporte e um vão variável, uma vez que, é constituída por vários módulos de 6 metros que se conectam de maneira a atingir o comprimento total desejável (Headquarters, 2008) (WFEL, 2011a).

O seu sistema de montagem é bastante diferente das pontes de assalto já expostas. Em primeiro lugar é lançada uma viga superior de uma margem à outra. Esta viga tem o objetivo de apoiar a extremidade da ponte quando a mesma for lançada. Uma vez posicionada a viga superior, a ponte é lançada, troço a troço (por avanços), a partir de um camião grua. Quando a ponte atinge a margem, o tabuleiro é descido por meio de hidráulicos. Esta montagem é realizada com o apoio de oito homens e um camião grua. A Figura 2.9 esquematiza o processo de montagem da ponte DSB (WFEL, 2011a).

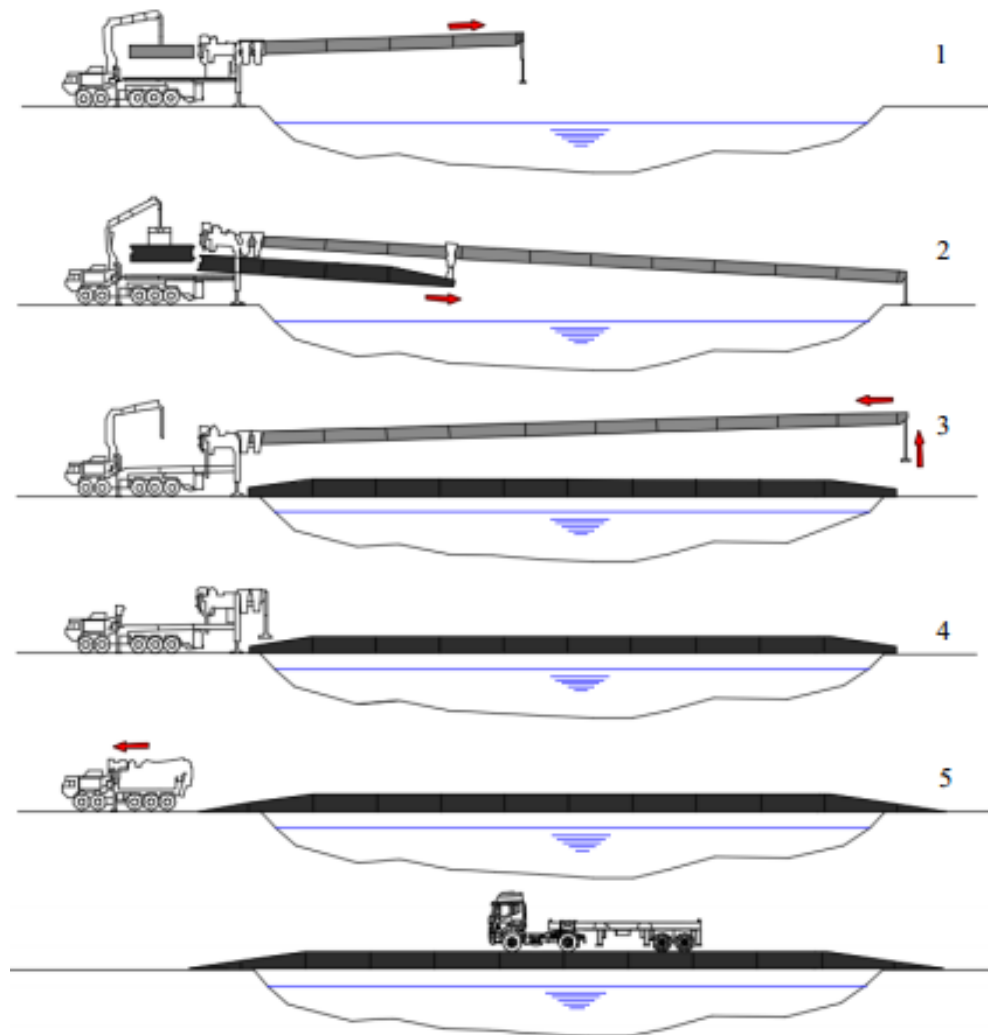


Figura 2.9 Processo de montagem da ponte DSB (André, 2016)

2.2.2.2. Ponte MGB

A ponte MGB encontra-se ao serviço do exército desde 1971 e é utilizada tanto em operações militares como em cenários de catástrofe natural. É constituída por material leve e de fácil transporte, designadamente zinco, magnésio e alumínio (WFEL, 2011b).

O seu sistema de montagem consiste numa primeira fase, em montar um nariz dianteiro cujo objetivo é apoiar-se na margem oposta (montagem do apoio dianteiro). Uma vez posicionado, é lançada a ponte até à outra margem. Quando esta chega à margem oposta, são utilizados macacos hidráulicos por forma a baixá-la. Esta operação é manuseada por 4 ou 6 homens, mediante o tipo de peça em questão (WFEL, 2011b).

O descrito acima encontra-se devidamente esquematizado na Figura 2.10.

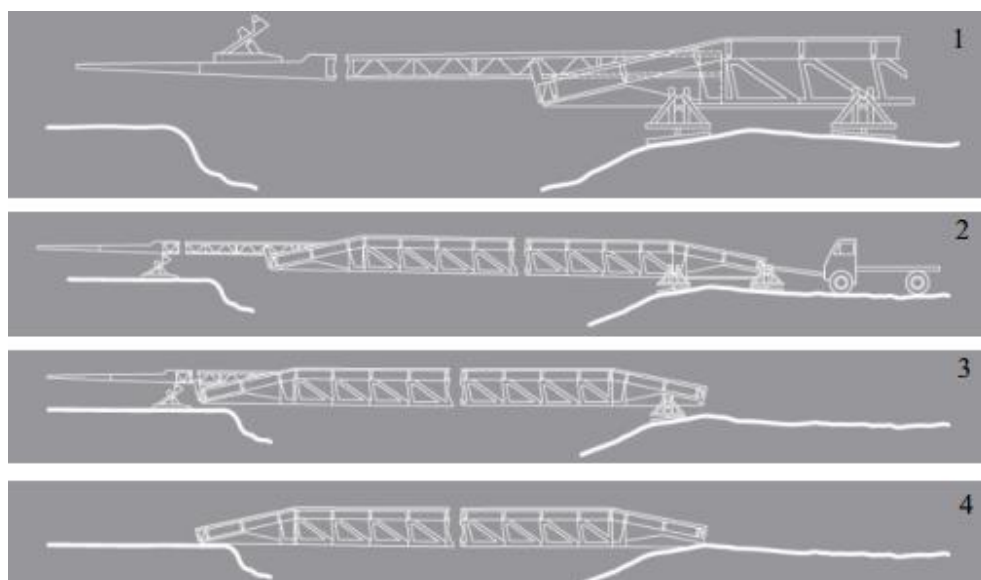


Figura 2.10 Processo de montagem da ponte MGB (WFEL, 2011b)

Esta ponte pode ter mais que uma configuração, podendo ser de um ou dois níveis. Esta escolha é feita em função do vão a vencer e da capacidade de carga a suportar (MLC). No que concerne à configuração de um nível, este é composto só por um tabuleiro em que o seu maior vão é de 19 metros com uma classe de carga correspondente a MLC 20. Em relação a dois níveis, este é composto por um tabuleiro com elementos de treliça, em que o seu maior vão é de 47,6 metros com uma classe de carga de MLC 20 (WFEL, 2011b).

A Figura 2.11 ilustra as duas configurações possíveis, um nível (em cima) ou dois níveis (em baixo).

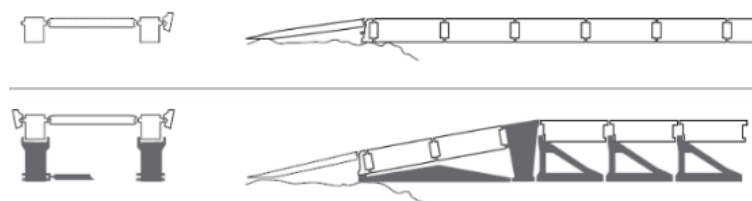


Figura 2.11 As possíveis configurações da ponte MGB (WFEL, 2011b)

Além destas duas configurações, pode-se recorrer a um sistema de reforço exterior, nomeadamente pré-esforço. Este sistema é conhecido por Link Reinforcement System (LRS) e possibilita o aumento do vão da estrutura até 49,4 metros com uma capacidade de carga igual a MLC 70 (WFEL, 2011b).



Figura 2.12 Ponte com configuração de dois níveis e sistema de reforço exterior (WFEL, 2011b)

2.2.2.3. Ponte Bailey

Em 1940, a ponte Bailey foi idealizada por um engenheiro civil chamado Donald Bailey como uma ponte alternativa para o complicado e caro sistema de pontes Inglis. A sua primeira aplicação surge na Segunda Guerra Mundial (Mabey, 2016a).



Figura 2.13 Aplicação de uma ponte Bailey na Segunda Guerra Mundial (Think Defense, 2012a)

Alguns anos mais tarde, duas empresas, Mabey e Acrow, demonstram algum interesse neste modelo de pontes. Quando a patente da ponte Bailey expirou, estas duas empresas decidiram lançar versões mais inovadoras e sofisticadas (Federal HighwayAdministration, 2015).

Em 1967, a empresa Mabey lança a Mabey Super Bailey Bridge com o propósito de eliminar algumas das limitações da ponte Bailey. Após o sucesso desta, a empresa Mabey decide investir num programa de pesquisa e desenvolvimento, com vista a melhorar ainda mais as suas características (Mabey, 2016a). Deste programa, surgem algumas pontes de emergência como a Mabey Compact 200, a Ponte Universal da Mabey e a Ponte de Apoio Logístico da Mabey (LSB) (Mabey, 2016b).

À semelhança da empresa Mabey, a empresa Acrow lançou a ponte Acrow 700XS, baseada no modelo da ponte Bailey, com o propósito de eliminar algumas das limitações desta (Federal Highway Administration, 2015).

O lançamento da ponte Bailey é feito com base num nariz de lançamento, em apoios com rolamentos (rollers) e num veículo pesado (quando a operação de empurre não é realizada pelos homens). Desta forma, a montagem consiste na construção da ponte numa das margens sobre os apoios rolantes (rollers), sendo, posteriormente, empurrada à margem oposta pelo veículo pesado. O nariz de lançamento é uma parte da estrutura que só é utilizada na fase de lançamento (Headquarters, 2008).

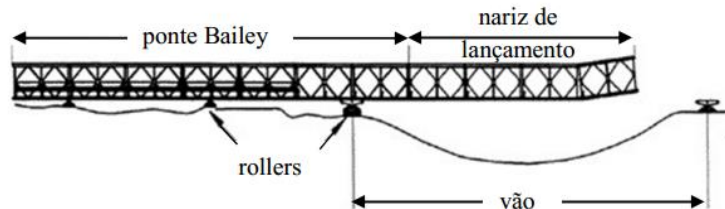


Figura 2.14 Lançamento da ponte Bailey (André, 2016)

Tal como a ponte REBS, a ponte Bailey é uma ponte de apoio que, mediante a situação, pode ser usada como ponte de comunicação ou de apoio/logística (Headquarters, 2008).



Figura 2.15 Ponte do tipo Bailey sobre a ribeira de Odivelas (Exército Português, 2010)

2.2.2.4. Ponte Mabey Compact 200

A ponte de apoio Mabey Compact 200 é uma ponte sucessora da ponte Bailey, do tipo modular, com painéis de aço pré-fabricados. Esta ponte possui um vão máximo de 61 metros, quando a sua configuração é só de uma via e, um vão máximo de 55 metros, quando apresenta duas vias (Mabey, 2016c). A carga que esta ponte pode suportar varia consoante o vão que exibir (Mabey, 2016d).

A versatilidade é uma das características mais apreciadas nesta ponte, sendo que, por este facto já foi aplicada em várias situações por todo o mundo (Mabey, 2016d). Além de versáteis, estas pontes são simples, reutilizáveis e adaptáveis a todo o tipo de situações. Resta salientar que são as mais vendidas da linha de produtos da Mabey (Mabey, 2016c).

Face às suas aplicações, a Compact 200 funciona como uma ponte do tipo militar e/ou como ponte do tipo civil.



Figura 2.16 Ponte Mabey Compact 200 sobre uma linha férrea (Mabey, 2016d)

Esta ponte possui inúmeras vantagens, a saber: robustez, uma montagem realizada com equipamento leve ou à mão, uma construção rápida com guindaste ou lançamento em balanço e um período longo de vida útil (Mabey, 2016d).

2.2.2.5. Ponte LSB

A ponte LSB é uma sucessora mais leve e mais forte da ponte Bailey. Esta combina as vantagens associadas à ponte Bailey – erguida rapidamente, fácil de construir, desenho modular robusto e com componentes padrão totalmente intercambiáveis – com os seus novos componentes – tabuleiro de aço, grades integrais e um sistema de rampa totalmente ajustável. De referir que estes componentes foram especialmente desenvolvidos para um melhor desempenho da ponte LSB (Mabey, 2016e).

Esta ponte permite que o seu vão varie de 9 a 60 metros, mediante o cenário a que está sujeita. A sua capacidade de carga é de classe MLC 80 para veículos de lagartas, quando o seu vão é igual a 60 metros, e MLC110 para veículos de rodas, quando o seu vão é igual a 51 metros (Mabey, 2016c).

A ponte LSB é usada, essencialmente, nas principais rotas de abastecimento, modernizando-as para tráfego mais pesado, substituindo pontes civis estragadas e pontes provisórias de assalto e apoio geral. Pontes com vãos mais extensos, também podem ser fornecidas usando pilares fixos ou pontões flutuantes. Importa mencionar, ainda, a possibilidade de ser empregue como ponte de passagem superior sobre pontes enfraquecidas ou danificadas, sendo, com frequência, aplicada em cenários de atendimento a emergências, após desastres naturais.



Figura 2.17 Ponte LSB contruída por Americanos e Húngaros (Wikipedia, 2016)

A LSB apresenta alguns aspetos vantajosos, designadamente: versatilidade, um vão que se ajusta consoante o cenário, construção da ponte sobre apoios fixos ou flutuantes, apresentação de boa capacidade de carga, facilidade na sua desmontagem e possibilidade de haver um passeio externo (Mabey, 2016e).

2.2.2.6. Ponte APFB

A ponte APFB foi implantada pela primeira vez no ano 2006 pelo exército britânico. Baseia-se na ponte MGB (ver 2.2.2.2) e, por este motivo, partilham de muitas partes comuns. Contudo, alguns dos novos componentes da ponte APFB destacam-se por serem capazes de atender a necessidades mais desafiadoras que a ponte MGB. A APFB apresenta ainda a capacidade de poder ser transportada por mar, ar ou terra (WFEL, 2011c).

Posto isto, este tipo de ponte de apoio/logística divide-se em quatro subtipos (WFEL, 2011c):

- APFB Reinforced
- APFB Fly Forward
- APFB Ferry
- APFB Overbridge



Figura 2.18 Ponte APFB Reinforced (A) (Think Defence, 2012b) e Ponte APFB Ferry (B) (GOV.UK., 2013)



Figura 2.19 APFB Overbridge (Think Defence, 2012b)

Estes quatro subtipos de pontes têm especificidades e vãos distintos. Por exemplo, a APFB Reinforced possui um vão de 29,2 metros e o seu sistema é reforçado com cabos de pré-esforço, apresentando um sistema exterior parecido com o da ponte MGB com LRS. A APFB Fly Forward apresenta um vão máximo de 14,5 metros e os seus elementos foram projetados para serem leves e caberem no espaço disponível, fazendo com que seja de mais fácil transporte. A APFB Ferry é uma estrutura flutuante em que o vão não é definido. Por último, a APFB Overbridge evidencia um vão de 14,5 metros, sendo aplicada em pontes danificadas ou pontes em que a sua capacidade de carga seja insuficiente. É, deste modo, montada por cima da ponte existente sem a existência de qualquer contacto entre as mesmas.

Relativamente à capacidade de carga, estes quatro subtipos possuem a mesma, isto é, MLC 35 (WFEL, 2011c).

2.2.2.7. Ribbon Bridge

A ponte Ribbon é uma ponte flutuante de alumínio constituída por módulos interiores e rampas que se articulam entre si. Surgiu algures na década de 70 com a denominação de Standard Ribbon Bridge (SRB), sendo que, com o passar do tempo foi aperfeiçoada e atualmente apresenta-se como Improved Ribbon Bridge (IRB) (Army Guide, 2015).

A ponte IRB possui um vão indefinido e a sua classe de carga é variável. Assim, e consoante a tipologia do veículo e o número de vias, a classe referida pode ser: MLC 80 para veículos com lagartas e MLC 96 para veículos com rodas quando o vão tem só uma via, MLC 20 para veículos com lagartas e MLC 14 para veículos com rodas quando o vão tem duas vias (General Dynamics European Land Systems, 2012b).



Figura 2.20 Instalação de uma Ribbon Bridge (General Dynamics European Land Systems, 2012b)

2.2.3. PONTES DE COMUNICAÇÃO

As pontes de comunicação podem ser utilizadas como pontes de logística ou apoio, como é o caso da ponte Bailey (ver 2.2.2.3). Relativamente ao seu uso, esta ponte é semelhante às pontes de logística, ou seja, são de uso permanente e não momentâneo (ver 2.2.1).

Estas pontes necessitam de tempo para a realização de um planeamento e uma preparação da operação face à capacidade de carga que suporta, à duração em serviço e ao comprimento do vão, que, por vezes, é muito longo. Ao contrário das outras duas categorias já referidas, estas pontes devem encontrar-se a uma distância suficientemente segura da zona de guerra, mesmo que a ponte em questão esteja protegida contra ataques aéreos e terrestres (Headquarters, 2008).

Exemplos de pontes de comunicação são Bailey, Mabey Compact 200, Logistic Support Bridging (LSB), Mabey Universal e Acrow 700XS.

2.2.3.1. Ponte Mabey Universal

Em 1974, a Mabey apresenta mais uma ponte de emergência, denominada de Mabey Universal. Esta foi concebida para permitir a passagem de veículos com uma elevada carga, como os veículos utilizados nos sectores de construção, mineração, petróleo, gás e indústrias extrativas (Mabey, 2016f).

A Mabey Universal é composta por componentes de aço permutáveis e padronizados, que originam uma ponte robusta e de rápida construção (Mabey, 2016f). O vão máximo que esta ponte pode atingir é de cerca de 81 metros (Mabey, 2016c). Em relação à carga que a ponte pode suportar, esta varia mediante o vão assumido (Mabey, 2016f).

Face à sua rápida implantação em situações de emergência ou em situações de desvio de vias públicas para o acesso temporário a um local, a ponte universal é utilizada em todo mundo pelos órgãos responsáveis pelo transporte (Mabey, 2016f).



Figura 2.21 Ponte Mabey Universal (Mabey, 2016f)

Esta estrutura apresenta algumas vantagens, entre elas: robustez, um vão longo, capacidade para cargas elevadas, uma montagem realizada com equipamento leve, uma construção rápida com guindaste ou lançamento em balanço e uma vida longa com uma manutenção mínima (Mabey, 2016f).

2.2.3.2. Ponte Acrow 700XS

No que toca a pontes de comunicação, existe ainda a ponte Acrow 700XS que é usada em situações em que a ponte existente se encontre danificada ou, para servir de desvio temporário, em locais onde estejam a decorrer obras (Acrow Bridge, 2016).

Esta ponte permite inúmeras aplicações devido à sua facilidade de variar de configuração, isto é, a diferentes capacidades de carga, diferentes comprimentos de vão e de largura. No que diz respeito ao comprimento do vão, este pode estender-se no máximo até 76 metros, sendo que, a largura pode variar entre 4,2 a 5,5 metros. De mencionar que a máxima capacidade de carga suportada é MLC 120 (Acrow Bridge, 2014).



Figura 2.22 Ponte Acrow 700XS (Acrow Bridge, 2016)

A resistência, durabilidade, facilidade de transporte e uma rápida montagem e desmontagem são algumas das vantagens provenientes destas pontes (Acrow Bridge, 2016).

2.2.4. QUADRO RESUMO DAS PONTES PROVISÓRIAS

Quadro 2.1 Quadro resumo das pontes provisórias - Parte 1 (André, 2016) (General Dynamics European Land Systems, 2012a) (CNIM, 2015a) (WFEL, 2011a) (WFEL, 2011b) (WFEL, 2011c)

Vão (m)	Empresa	Material Estrutural	Peso (kg)	Largura (m)	Capacidade de carga – STANAG 2021		
					Tipo/Modelo	MLC	Tempo montagem/desmontagem (minutos)
vão ≤ 20	-	Alumínio	14650	4,00	AVLB	MLC 60/70	2/5
	-	Alumínio	-	4,00	JAB	MLC 85	2/-
	GDELS	Alumínio	4800	3,35	REBS	MLC 50	<5
	CNIM	Alumínio	7400	4,00	MAB	MLC 100	8/-
	WFEL	Liga de Zinco, Magnésio e Alumínio	5800 a 9500	4,00	MGB (Ponte de 1 nível)	MLC 70 MLC 20	12 a 75/-
	WFEL	-	-	4,00	APFB Fly Forward	MLC 35	50/-
	WFEL	-	-	4,00	APFB Overbridge	MLC 35	50/-
20 < vão ≤ 30	-	Alumínio	12500	4,00	Wolverine	MLC 70	-
	CNIM	Alumínio	14800	4,00	MAB	MLC 80	-
	WFEL	Alumínio	-	4,30	DSB	MLC 80(Lagartas) MLC 120(Rodas)	<90
	WFEL	-	-	4,00	APFB Reinforced	MLC 35	120/-

Quadro 2.2 Quadro resumo das pontes provisórias - Parte 2 (André, 2016) (WFEL, 2011a) (WFEL, 2011b) (Mabey, 2016c)

Vão (m)	Empresa	Material Estrutural	Peso (kg)	Largura (m)	Capacidade de carga – STANAG 2021		
					Tipo/Modelo	MLC	Tempo montagem/desmontagem (minutos)
30 < vão ≤ 40	WFEL	Alumínio	-	4,30	DSB	MLC 80(Lagartas) MLC 120(Rodas)	<90
	WFEL	Liga de Zinco, Magnésio e Alumínio	21300 a 26100	4,00	MGB (Ponte de 2 níveis)	MLC 70 a MLC 40	40 a 120/-
40 < vão ≤ 50	WFEL	Liga de Zinco, Magnésio e Alumínio	26100 a 31300	4,00	MGB (Ponte de 2 níveis)	MLC 30 a MLC 20	40 a 120/-
	WFEL	Liga de Zinco, Magnésio e Alumínio	30900	4,00	MGB (Ponte de 2 níveis com LRS)	MLC 70 a MLC 60	86 a 210/-
50 < vão ≤ 60	Mabey	Aço galvanizado	-	3,15 a 7,35	Compact 200 (2 vias)	-	-
		Aço galvanizado	-	4,20	LSB (1 via)	MLC 110 (Rodas)	-
		Aço galvanizado	-	4,20	LSB (1 via)	MLC 80(Lagartas)	-
60 < vão ≤ 70	Mabey	Aço galvanizado	-	3,15 a 7,35	Compact 200 (1 via)	-	-
70 < vão ≤ 80	Acrow	Aço galvanizado	-	4,20 a 5,50	Acrow 700XS	MLC 120	-
vão < 80	Mabey	Aço galvanizado	-	3,15 a 10,50	Universal (1 ou 2 vias)	-	-

2.2.4.1. Comentário

Os Quadros 2.1 e 2.2 são apresentados no fim deste subcapítulo (2.2) com o propósito de uma melhor interpretação do trabalho desenvolvido. Assim, para uma melhor leitura dos mesmos, foi elaborado um pequeno texto sobre uma das pontes provisórias.

Por exemplo, a ponte de assalto e apoio/logística Rapidly Emplaced Bridge System (REBS) possui um vão máximo igual a 13 metros, isto é, um vão inferior a 20 metros. Este tipo de pontes é produzido pela empresa General Dynamics European Land Systems (GDELS), sendo que ostentam um peso de 4800 kg, uma largura de 3,35 metros e uma classe de carga máxima igual a MLC50. O seu tempo de montagem é igual ao seu tempo de desmontagem, ou seja, inferior a 5 minutos.

2.3. RECENTES APLICAÇÕES DE PONTES

Na sequência de catástrofes naturais ou estruturas danificadas, as agências de emergência recorrem aos serviços das forças armadas pois, estas possuem uma boa organização, disciplina e equipamento. Um dos equipamentos usados pelas agências são as pontes temporárias que, para além de serem fáceis de transportar, possuem baixo custo e são de rápida implementação. (WFEL, 2013)

Neste subcapítulo, são apresentados vários casos de recentes aplicações das pontes temporárias, as quais já foram abordadas. Os casos são os seguintes:

- Ponte Mabey Compact 200 aplicada em Portugal – 14 de abril de 2016;
- Ponte Bailey aplicada no Equador – 16 de março de 2016;
- Ponte DSB aplicada na Suíça – 5 de agosto de 2015;
- Ponte Acrow 700XS aplicada nos Estados Unidos – 19 de junho de 2013;
- Ponte LSB aplicada na Suíça – 24 de outubro de 2011.

2.3.1. Ponte MABEY COMPACT 200 APLICADA EM PORTUGAL

Uma recente aplicação de pontes militares aconteceu em Portugal quando o piso da autoestrada que liga Coimbra à Figueira da Foz (A14) cedeu. Felizmente, o aluimento do terreno base não provocou vítimas ou estragos em veículos. Contudo, a autoestrada necessitou de ser cortada no sentido afetado (TSF Rádio Notícias, 2016).



Figura 2.23 Aluimento do pavimento (Jornal de Notícias, 2016)

Como solução, surgiu uma ponte britânica metálica, designada como Mabey Compact 200. Esta ponte apresenta um vão de 55 metros, uma largura de 4,2 metros e uma capacidade de carga até 40 toneladas (Jornal de Notícias, 2016).

A construção desta ponte é do tipo modular e tem por base uma montagem “do tipo lego” em que todas as peças se encontram devidamente referenciadas e com a indicação do seu peso. A Figura 2.24 apresenta dois painéis de aço pré-fabricados utilizados na construção da ponte.



Figura 2.24 Duas das peças da ponte Mabey Compact 200 (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD)

A avaliação do estado de conservação de uma ponte é importante pois influencia o comportamento da estrutura. Esta avaliação consiste na identificação de defeitos estruturais e na verificação da sua conformidade com os critérios definidos em projeto (Perneta, 2010).

Neste caso, a ponte Mabey Compact 200 aplicada apresenta uma das peças com alguma corrosão, como se observa na Figura 2.25. Esta anomalia pode ser justificada pelo contacto entre os módulos na sua construção, isto é, quando os painéis são fixados através das cavilhas existe um contacto entre os mesmos, resultando na remoção da pintura de proteção o que, por consequência, provoca a corrosão evidenciada na Figura 2.25.



Figura 2.25 Estado de conservação da ponte Mabey Compact 200 (A) e um dos orifícios existentes para a colocação das cavilhas (B) (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD)

Como foi referido anteriormente, a ponte Mabey Compact 200 tem como base uma montagem “do tipo lego”. Desta forma, para o afixamento dos painéis de aço, foi necessária a utilização de algumas cavilhas (ou pinos) e alguns parafusos. A Figura 2.26 apresenta as ligações aparafusadas e cavilhadas aplicadas na montagem da ponte.



Figura 2.26 Tipo de ligações da ponte Mabey Compact 200 (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD)

Quanto ao processo de montagem, esta ponte foi montada e empurrada a partir de uma das margens sobre apoios rolantes (rollers) até à posição final. De seguida, recorreu-se à grua de maneira a suspender a ponte e apoiá-la em apoios não rolantes (fixos).



Figura 2.27 Apoios rolantes utilizados no deslizamento da ponte Mabey (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD)

Para a colocação da ponte, foram construídos uns encontros em betão armado em que a sua principal função é suportar as ações transmitidas pelas extremidades do tabuleiro. A Figura 2.28 evidencia os encontros que suportaram a ponte Mabey Compact 200.



Figura 2.28 Encontros em betão armado (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD)

A montagem da Mabey Compact 200 foi realizada por 25 militares da Companhia de Pontes do Regimento de Engenharia nº1 do Exército Português (Jornal de Notícias, 2016).



Figura 2.29 Montagem da ponte Mabey Compact 200 (Fotos gentilmente fornecidas pela empresa BERD)

A instalação desta ponte militar permitiu estabelecer uma ligação entre a estrada nacional 111 e autoestrada 14. A mesma realizou-se através da circulação alternada de trânsito, com recurso a semáforos e a uma velocidade máxima de 20 km por hora (Jornal de Notícias, 2016).



Figura 2.30 Deslizamento da Ponte Mabey Compact 200 até a posição final (Jornal de Notícias, 2016)

2.3.2. PONTE BAILEY APLICADA NO EQUADOR

O Equador, à semelhança de outros países da América do Sul e Central, tem sentido os efeitos das alterações climáticas, nomeadamente, as decorrentes do fenómeno “El Niño”. Este tipo de fenómenos provoca danos em infraestruturas, entre as quais, as pontes. Assim, uma das soluções utilizadas tem sido a instalação de pontes provisórias com o objetivo de restabelecer a ligação entre cidades.

Um caso recente da aplicação de uma ponte provisória decorreu na Atahualpa, um cantão do Equador, localizado na província de El Oro. A sua instalação surge quando a cidade é vítima de chuvas de grande intensidade. Estas provocaram estragos de grande magnitude, designadamente, deslizamento de terras (mais de 50) e danificações de um viaduto (El Universo, 2016) (El Telegrafo, 2016).



Figura 2.31 Deslizamento de terras na estrada (Radio Elite, 2016)

Os veículos que se localizavam em Atahualpa e que tinham o objetivo de chegar ao cantão vizinho, recorriam a várias estradas demorando quase uma hora de viagem, o que não sucedia antes desta situação. Perante este cenário, surge como solução a ponte Bailey, situada sobre o rio Palto, com um comprimento de 23 metros. Esta ponte provisória permite a ligação entre dois cantões, Zaruma e Atahualpa, e possibilita uma redução de tempo na viagem (El Telegrafo, 2016) (PP El Verdadero, 2016).



Figura 2.32 Montagem da ponte Bailey (A) (El Telegrafo, 2016) e posteriormente a passagem de um veículo sobre a ponte (B) (PP El Verdadero, 2016)

2.3.3. PONTE DSB APLICADA NA SUÍÇA

Em 2015, a Suíça foi alvo de fortes tempestades (chuvas torrenciais) que originaram alguns danos, particularmente, deslizamento de terra e destruição de estradas, pontes e “tubulações” no município de Scuol. Uma das medidas tomadas pelas Forças Armadas Suíças, face aos danos provocados, foi a implantação de uma ponte provisória, com o objetivo de restabelecer a ligação entre a cidade e a área mais ampla de Lower Engadine. A ponte provisória empregue foi a DSB (Dry Support Bridge), com um vão de 40 metros, sendo instalada por oito homens em 90 minutos, o que vai de encontro ao já exposto no ponto 2.2.2.1.

Tal como foi referido, as pontes provisórias têm um período de utilização mais curto do que o das pontes definitivas. Assim, esta ponte permaneceu no local durante seis meses até à infraestrutura ser reconstruída, permitindo a circulação de veículos novamente.

A ponte DSB, construída pela WFEL foi adicionada ao equipamento do Exército suíço em 2011 (WFEL, 2015) (Association of the United States Army, 2015).



Figura 2.33 Ponte DSB aplicada na Suíça (WFEL, 2015) (Association of the United States Army, 2015)

2.3.4. PONTE ACROW 700XS APLICADA NOS ESTADOS UNIDOS

A ponte Acrow 700XS surgiu como solução temporária quando a ponte treliçada “SkagitRiver Bridge” sofreu um colapso (Acrow Bridge, 2015). Esta foi construída em 1955 em Washington, e permite a ligação entre MountVernon e Burlington. Antes da sua degradação, a ponte possuía um vão de 339 metros, uma largura de 22 metros e possibilitava a passagem de aproximadamente 71 000 veículos ao longo do dia (Wikipedia, 2015).



Figura 2.34 Ponte Skagit antes do colapso (A) (Wikipedia, 2015) e depois do colapso (B) (Vancouver Sun, 2013)

Em 2013, um veículo pesado de dimensões superiores às permitidas embateu nas treliças da estrutura e provocou a queda de uma parte da ponte, o que originou a queda de alguns veículos e pessoas ao rio. Este acidente não provocou mortes, porém originou um congestionamento de tráfego (National Transportation Safety Board, 2014).

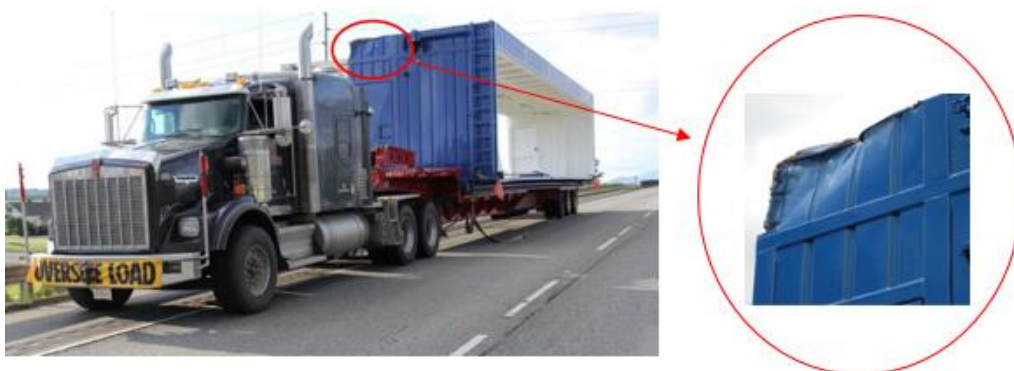


Figura 2.35 O veículo pesado que causou o colapso da ponte (National Transportation Safety Board, 2014) e a parte do veículo danificada pela estrutura (Federal Highway Administration, 2014)

A solução para este cenário foi a implantação de uma ponte provisória denominada de Acrow 700XS, como salientado anteriormente.

A WSDOT (Washington State Department of Transportation) concedeu à empresa de construção Atkinson o projeto da ponte (Clark Construction, 2013). Esta iniciou os seus trabalhos da seguinte forma (Clark Construction, 2013):

- Removeu os destroços provenientes da ponte e veículos do rio Skagit;
- Consertou os danos provocados nas treliças da ponte;
- Instalou a ponte provisória.

No caso em estudo, a solução passou por se colocar duas pontes provisórias Acrow 700XS lado a lado, cada uma com um sentido diferente, de comprimento igual a 48,8 metros e uma largura igual a 9,3 metros (Acrow Bridge, 2015). Estas pontes foram pavimentadas e equipadas com sinais de limitação de velocidade (Clark Construction, 2013).

A instalação das Acrow 700XS foi concluída em menos de um mês (Acrow Bridge, 2015).

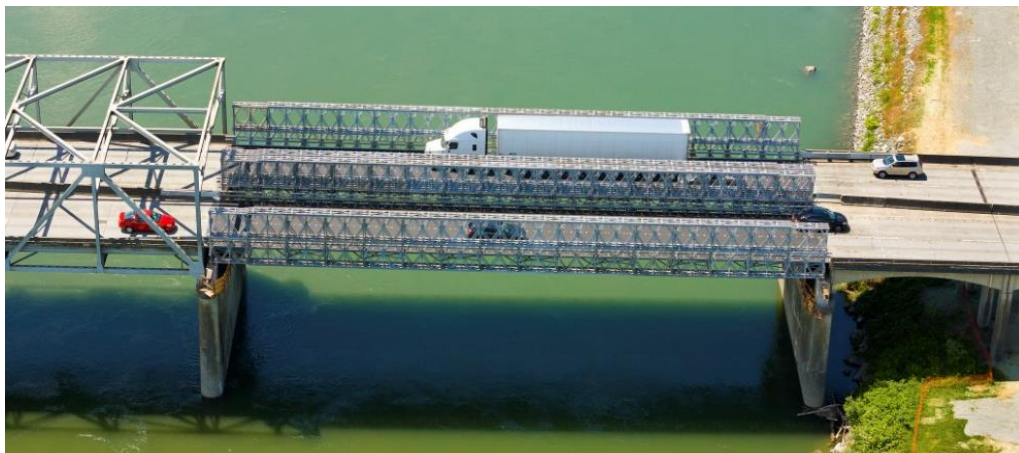


Figura 2.36 Pontes provisórias Acrow 700XS (Acrow Bridge, 2015)

Estas duas estruturas provisórias foram utilizadas até à estrutura permanente estar construída e ser movida para o local definido (Acrow Bridge, 2015).

2.3.5. PONTE LSB APLICADA NA SUÍÇA

Em 2011, as condições meteorológicas que se manifestaram na região de Bernese e Valais, na Suíça, causaram um cenário devastador. A Figura 2.37 apresenta alguns dos incidentes provocados pelo temporal, designadamente, deslizamentos de terra e transbordo de rios (Mabey, 2016g).



Figura 2.37 Realização de operações de limpeza (Swiss Armed Forces, 2011)

Perto do município de Kandergrund, foi localizada uma ponte afetada pelas chuvadas, o que condicionou o acesso a todos os que a utilizavam. A solução encontrada pela Swiss Army Catastrophe Intervention Force – a unidade especializada para este tipo de eventos - foi a instalação de uma ponte do tipo Logistic Support Bridging (LSB), sendo que, antes da sua colocação tornou-se imperativo limpar os danos provocados pelos rios e abrir vias de acesso.

A sua montagem foi executada com auxílio de um nariz de lançamento. Este nariz foi ligado à frente da estrutura, tendo sido essencial, no decorrer do seu lançamento, o uso de contrapesos na mesma. Quando a ponte chegou ao destino, foram utilizados macacos hidráulicos com o objetivo de a baixar.

De mencionar que, esta montagem foi efetuada por vinte soldados com o objetivo de colocar a ponte operacional o mais rápido possível. Ao fim de quatro dias, a construção da ponte provisória foi finalizada (Mabey, 2016g).



Figura 2.38 Montagem da ponte LSB (A) (Mabey, 2016g) (B) (Swiss Armed Forces, 2012)

A ponte LSB utilizada apresentava um vão de 39,6 metros, uma largura de 4,2 metros e uma capacidade de carga igual a MLC40 (Swiss Armed Forces, 2012).



Figura 2.39 A ponte LSB na posição final (Swiss Armed Forces, 2011)

A ponte provisória foi colocada para uma utilização prevista de 18 meses, o tempo estimado para o arranjo de uma solução permanente (Mabey, 2016g).

3

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

3.1. INTRODUÇÃO

Como foi referido no capítulo 1, a principal finalidade desta dissertação é a conceção e o dimensionamento de uma ponte provisória metálica destinada a fins civis e militares. Para que este objetivo seja exequível, o capítulo 3 apresenta um pré-dimensionamento baseado em alguns documentos normativos e técnicos, nomeadamente Eurocódigos, Trilateral Design and Test Code, STANAG 2021 e AASHTO.

Os Eurocódigos consistem num conjunto de normas europeias (EN) que servem de guia para o dimensionamento de vários tipos de estruturas com diferentes materiais. Neste trabalho, os Eurocódigos de utilizados irão ser o Eurocódigo 0 (Bases para o projeto), algumas partes do Eurocódigo 1 (Ações em estruturas) e o Eurocódigo 3 (Projeto de estruturas de aço) (LNEC, 2016).

O Trilateral Design and Test Code consiste num código utilizado para o dimensionamento e ensaio de pontes provisórias. No caso presente, este documento contém alguns aspetos importantes aplicáveis à ponte em estudo, como parâmetros de projeto, ações específicas, combinações de ações e verificações da segurança (Hornbeck et al., 2005).

O STANAG 2021 é um documento normativo, desenvolvido pela NATO, que define a classificação de carga militar (MLC) aplicável a pontes, barcos e veículos (STANAG 2021, 2006). Esta classificação irá ser deveras importante neste estudo, uma vez que as pontes provisórias passaram a estar alocadas a um número de classe de carga militar.

A AASHTO Bridge Design Specifications, designado por American Association of State Highway and Transportation Officials, é um documento normativo destinado à concepção, avaliação e reabilitação de pontes. As especificações desta norma utilizam a metodologia LRFD (Load and Resistance Factor Design) que se baseia na aplicação de fatores desenvolvidos a partir do conhecimento estatístico atual de cargas e desempenho estrutural. Este documento dispõe ainda de alguns conceitos relevantes para a ponte em evidência, como ações específicas e combinações de ações (AASHTO, 2012).

3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento tem como finalidade o estudo das disposições regulamentares aplicadas às pontes rodoviárias. Estas disposições irão ser baseadas nos documentos normativos e técnicos mencionados no ponto 3.1, designadamente Eurocódigos (0, 1 e 3), Trilateral Design and Test Code, STANAG 2021 e AASHTO.

O pré-dimensionamento de uma ponte provisória irá consistir em 4 pontos, nomeadamente os parâmetros gerais, as ações específicas, a combinação das ações específicas e a verificação da segurança na estrutura.

3.2.1. PARÂMETROS GERAIS

Os parâmetros gerais definidos nos pontos a seguir devem ser aplicados a todos os casos, com exceção daqueles em que as especificações sejam alteradas. O projetista deve procurar alcançar a melhor solução técnico-económica, mesmo que não consiga adotar todas as especificações contidas nos documentos normativos e técnicos (Hornbeck et al., 2005).

3.2.2. CONDIÇÕES TOPOGRÁFICAS DAS MARGENS

Antes da colocação das pontes provisórias é necessário avaliar as condições topográficas das margens e verificar se estas respeitam os limites impostos pelo documento Trilateral Design and Test Code, designadamente no que respeita à altura entre elas. Estes limites são aplicados às várias categorias de pontes provisórias, particularmente pontes de assalto, pontes de apoio/logística e pontes de comunicação. No que toca às pontes de assalto, a diferença entre a altura das margens deve situar-se nos 10%, não ultrapassando os 20% da dimensão do vão com um limite máximo de 6 metros. Em relação às pontes de apoio/logística e comunicação, a máxima diferença entre alturas das margens é 10% da dimensão do vão com um limite máximo de 3 metros (Hornbeck et al., 2005).

3.2.2.1. Capacidade de carga do solo nas margens

As pontes de assalto devem ser dimensionadas para se apoiar uniformemente num comprimento de 0,75 metros, medido desde a extremidade da rampa de acesso. No contacto entre o apoio e o solo das margens, a tensão não deve exceder os 380 kN/m^2 para uma combinação com qualquer sobrecarga (incluindo MLC 70) majorada em 20%, peso próprio e a carga secundária mais significativa. Em condições extremas, esta ponte permite que o comprimento de apoio da rampa possa ser reduzido para 0,25 metros, onde a tensão de contacto não deve exceder os 1140 kN/m^2 sob a mesma combinação. Este cenário de condições extremas permite a movimentação da ponte.

Em relação às pontes de apoio/logística e de comunicação, são dimensionadas de maneira a se apoiar uniformemente num comprimento de 1,0 metros, medido desde o fim efetivo da ponte (o que poderá excluir as rampas de aproximação). A tensão de contacto não deve ultrapassar os 425 kN/m^2 sob a mesma combinação de ações das pontes de assalto acrescida dos efeitos dinâmicos de múltiplos veículos. Em condições extremas, as pontes de apoio/logística e comunicação permitem que o comprimento de apoio da rampa possa ser reduzido para 0,5 metros, com uma tensão de contacto máxima de 850 kN/m^2 considerando a mesma combinação de ações utilizada em condições normais. Tal como nas pontes de assalto, este cenário de condições extremas permite a movimentação da ponte (Hornbeck et al., 2005).

3.2.2.2. Desnível no acesso à ponte

As pontes de assalto têm um desnível no seu acesso diferente das pontes de apoio/logística. Nas pontes de assalto é desejável que o seu desnível seja igual ou inferior a 0,05 metros com um limite máximo igual a 0,1 metros. Por outro lado, nas pontes de apoio/logística é desejável que o desnível seja o menor possível com um limite máximo de 0,075 metros (Hornbeck et al., 2005).

3.2.2.3. Vão

As pontes provisórias podem ter um vão livre diferente do vão teórico, consoante as diferentes condições de apoio nas margens. A Figura 3.1 apresenta dois exemplos de pontes provisórias com condições de apoio diferentes (Hornbeck et al., 2005).

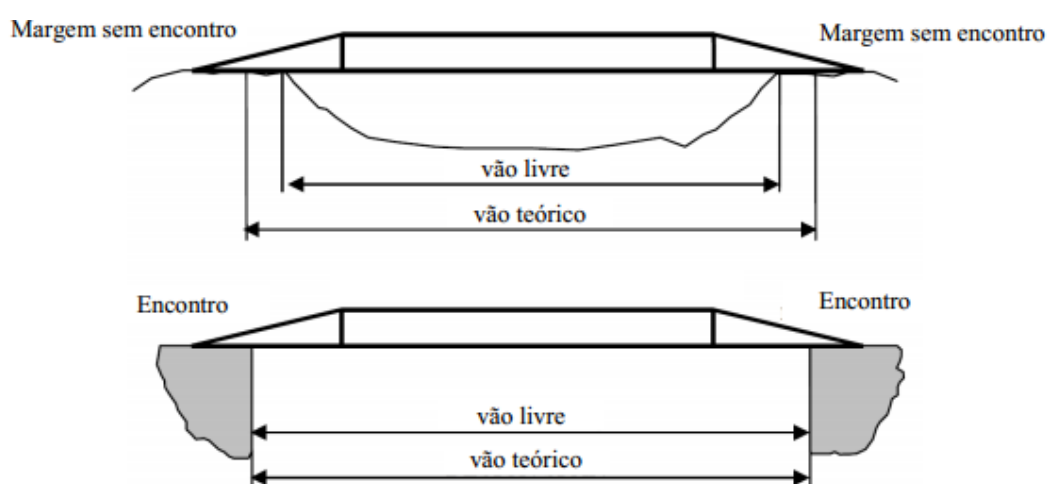


Figura 3.1 Determinação do vão teórico e livre face às condições de apoio (André, 2016)

3.2.2.4. Largura da via e do passeio

- Trilateral Design and Test Code (Hornbeck et al., 2005)

Para cada classe de carga militar (MLC) é associado a largura mínima livre de uma ou duas vias, visível no Quadro 3.1 (Hornbeck et al., 2005) (STANAG 2021, 2006). Importa salientar que o máximo número de vias em pontes provisórias são duas (STANAG 2021, 2006).

Quadro 3.1 Largura mínima da via ou vias para cada classe de carga (Hornbeck et al., 2005) (STANAG 2021, 2006)

Classe de Carga Militar (MLC)	1 via	2 vias
4-12	2,75	5,50
13-30	3,35	5,50
31-70	4,00	7,30
71-100	4,50	8,20
>100	5,00	Não permitido

Em pontes provisórias, a largura mínima regulamentar para passeios, passadiços e caminhos pedonais é de cerca de 0,65 metros (Hornbeck et al., 2005).

- Eurocódigo 1 (EC1) – Parte 2 (EN 1991-2, 2003)

O Eurocódigo 1 dispõe igualmente de um quadro com a largura e número das vias que uma ponte rodoviária deve possuir, visível no Quadro 3.2. A largura da faixa de rodagem, w , deve ser medida entre os guarda-rodas ou entre os limites interiores que retém o veículo, conforme a Figura 3.2 ilustra.

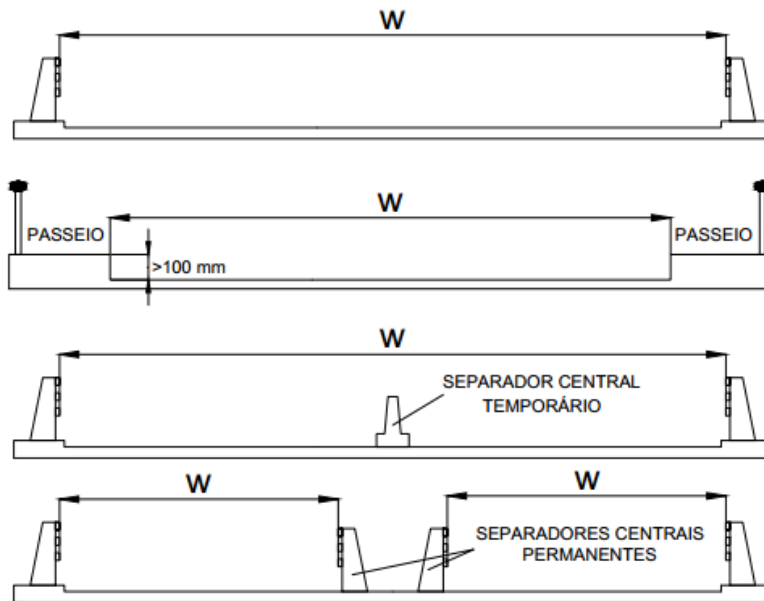


Figura 3.2 Dimensão da faixa de rodagem (w) em diferentes cenários

Quadro 3.2 Largura e número das vias (EN 1991-2, 2003)

Largura da faixa de rodagem (w)	Número de vias	Largura da via (w_l)	Largura da restante área
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

Nota: Por exemplo, se a faixa de rodagem tiver uma largura igual a 11 m, $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, e a largura da restante área é igual a $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.

- AASHTO (AASHTO, 2012)

A norma AASHTO define de modo semelhante um número de vias através da expressão a seguir representada:

$$n = \frac{w}{3,66} \quad (3.1)$$

Em que:

n é o número de vias;

w é a largura da faixa de rodagem em metros.

Resta referir que a largura da faixa de rodagem, w , deve ser medida entre os guarda-rodas e/ou barreiras, sendo que pontes com uma largura entre 6,1 metros e 7,3 metros, devem possuir duas vias, cada uma com metade do comprimento da largura da faixa de rodagem. De mencionar ainda que se a largura da faixa de rodagem for alterada, deve ser considerada.

3.2.2.5. Inclinação do tabuleiro

A inclinação transversal do tabuleiro é diferente para cada categoria de ponte provisória, o que se observa no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 Inclinação máxima transversal (Hornbeck et al., 2005)

Inclinação	Pontes de Assalto	Pontes de Apoio/Logística	Pontes de Comunicação
Transversal	5%	2%	0,5%

No Estado Limite de Utilização a inclinação máxima transversal em qualquer secção pode ser igual a 10%.

Relativamente à inclinação longitudinal, é apresentado o Quadro 3.4 que para cada situação indica a inclinação desejável e máxima que as pontes provisórias devem assumir (Hornbeck et al., 2005).

Quadro 3.4 Inclinação máxima longitudinal (Hornbeck et al., 2005)

Situação		Pontes de Assalto	Pontes de Apoio/Logística e Comunicação
Rampa curta ou final da ponte inclinado até 3,0 metros	Máximo	20%	14%
	Desejável	<14%	<10%
Rampa curta ou final da ponte inclinado com comprimento superior a 3,0 metros	Máximo	17%	11%
	Desejável	<10%	7%
Alteração da inclinação ao longo da ponte (que não nas extremidades)	Máximo	17%	10%
	Desejável	<10%	0,5%

3.2.2.6. Velocidade de projeto

O documento Trilateral Design and Test Code apresenta o Quadro 3.5 com os valores máximos de velocidade de projeto, em condições normais, a que os veículos podem atravessar a ponte.

Quadro 3.5 Valores máximos para a velocidade de projeto (Adaptada de Hornbeck et al., 2005)

Velocidade de projeto	$\leq MLC30$	$> MLC30$
Essencial	25 km/h	15 km/h
Ótima	40 km/h	25 km/h

3.2.3. AÇÕES

O presente capítulo vai considerar dois tipos de ações, designadamente ações permanentes e ações variáveis. Estas ações são classificadas em função do tempo, isto é, o valor das ações permanentes é aproximadamente constante durante a vida útil da estrutura, ao contrário do que se sucede com o valor das ações variáveis pode variar no tempo e no espaço.

No caso das pontes provisórias serão consideradas as seguintes ações permanentes: peso próprio e revestimentos, guarda rodas e passadiços.

Em relação às ações variáveis serão consideradas as seguintes ações: cargas de tráfego rodoviário, força de frenagem, vento, neve e gelo, lama, temperatura e ambiente.

3.2.3.1. Peso próprio e revestimentos

O valor do peso próprio das pontes provisórias é calculado em função da área e do peso específico dos materiais que as constituem, ou seja, dos seus elementos estruturais. Este cálculo pode ser executado de forma analítica ou forma automática através de um programa de cálculo.

O valor do peso dos revestimentos é determinado tendo em consideração a espessura e o peso específico dos materiais escolhidos.

3.2.3.2. Guarda rodas

- Trilateral Design and Test Code (Hornbeck et al., 2005)

Este documento considera que no caso de veículos de rodas, os guarda rodas devem possuir uma altura e resistência suficiente para impedir que estes veículos de classe mais elevada deslizem para fora do tabuleiro. Relativamente aos veículos de lagartas, este documento considera que os guarda rodas funcionam como uma barreira visual (Hornbeck et al., 2005).

- Eurocódigo 1 (EC1) – Parte 2 (EN 1991-2, 2003)

Devido à escassa informação de guarda rodas no documento o Trilateral Design and Test Code, considera-se as ações apresentadas pelo Eurocódigo 1 (EC1) – Parte 2.

O Eurocódigo 1 considera uma força horizontal, denominada de ação de colisão do veículo no guarda rodas, igual a 100 kN. Esta força encontra-se posicionada a uma profundidade de 0,05 metros da parte superior do guarda rodas e atua num comprimento de 0,5 metros, vista em planta na Figura 3.3. Em elementos estruturais rígidos, esta força deve assumir um ângulo de dispersão igual a 45°.

É importante relatar que se a força vertical da carga rodoviária e a força da colisão, igual a $0,75\alpha_{Q1}Q_{1k}$, atuarem em simultâneo e se mostrarem desfavoráveis devem ser consideradas (EN 1991-2, 2003).

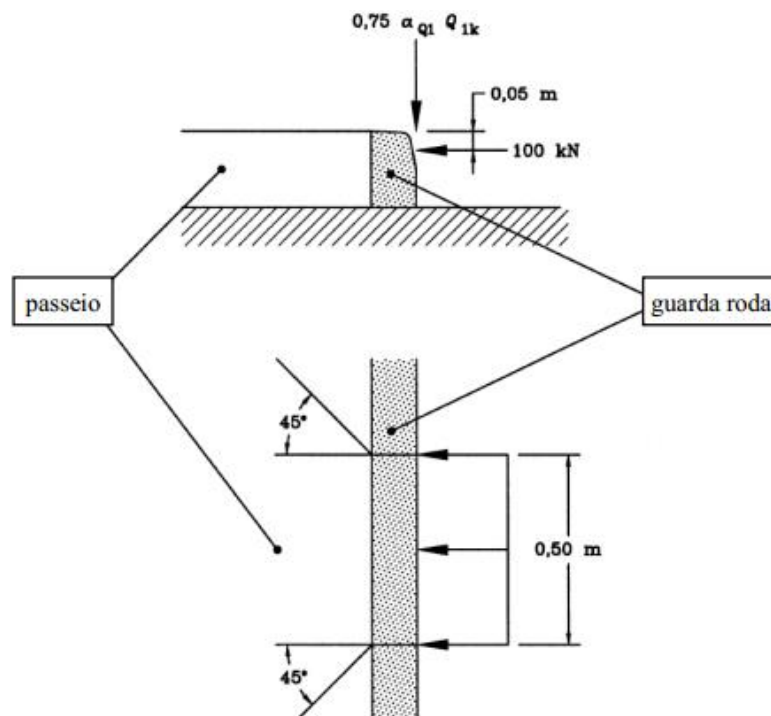


Figura 3.3 Definição de forças de colisão de veículos no guarda rodas (André, 2016)

3.2.3.3. Passadiços

- Trilateral Design and Test Code (Hornbeck et al., 2005)

Nas pontes provisórias, os passadiços são estruturas que estão ligadas à estrutura existente e sua aplicação permite a passagem dos militares e civis. Estes passadiços são constituídos por elementos principais e secundários. No que toca aos elementos principais, a carga máxima varia consoante o vão, isto é, para vãos de 30 metros a carga é igual a 4 kN/m², para vãos até 60 metros a carga reduz-se linearmente até 3 kN/m² e no caso de vãos superiores a 60 metros a carga de 3 kN/m² mantém-se constante. Quanto aos elementos secundários, a carga máxima toma o valor de 4 kN/m².

3.2.3.4. Cargas de Tráfego Rodoviário

- Eurocódigo 1 (EC1) – Parte 2 (EN 1991-2, 2003)

O EC1 – parte 2 define quatro modelos de carga (LM) para o dimensionamento de pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias.

O modelo de carga 1 (LM1) consiste na aplicação de dois tipos de carga, cargas concentradas (Q_{ik}) e cargas uniformemente distribuídas (q_{ik}). Estas cargas representam uma grande parte do efeito de tráfego de carros e camiões. O LM1 deve ser usado em verificações globais e locais.

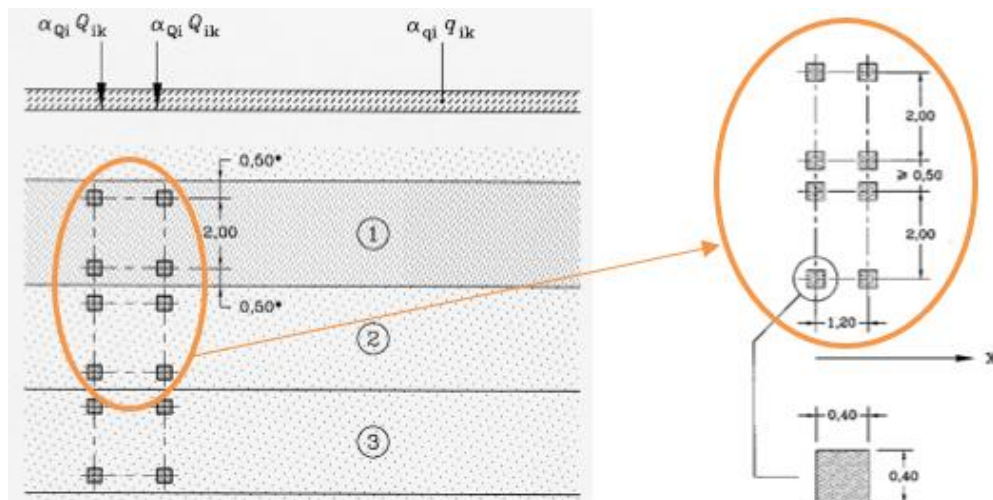


Figura 3.4 Ilustração do modelo de carga 1 (LM1) (Adaptado do EN 1991-2, 2003)

Os fatores α_{Qi} e α_{qi} são utilizados para ajustar o valor da sobrecarga face aos vários cenários de tráfego. Os valores destes fatores podem ser fornecidos pelo Anexo Nacional, mas na sua ausência o EC1 recomenda que estes sejam iguais a 1,0. Os valores das cargas concentradas e uniformemente distribuídas encontram-se explicitados no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 Valores característicos do modelo de carga 1 (LM1) (Adaptado do EN 1991-2, 2003)

Localização	Cargas concentradas	Cargas uniformemente distribuídas
	Carga por eixo - Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)
Via número 1	300	9
Via número 2	200	2,5
Via número 3	100	2,5
Outras vias	0	2,5
Restante área (q_{rk})	0	2,5

O modelo de carga 2 (LM2) resulta da aplicação de duas cargas concentradas (Q_{ak}) num só eixo em qualquer parte da via, sendo que o valor de cada uma delas é igual a 200 kN. Tal como o modelo de carga 1, estas duas cargas concentradas são ajustadas por um fator, nomeadamente β_Q . O valor deste fator pode ser fornecido pelo Anexo Nacional, mas na sua ausência o EC1 recomenda que este seja igual a α_{Qi} .

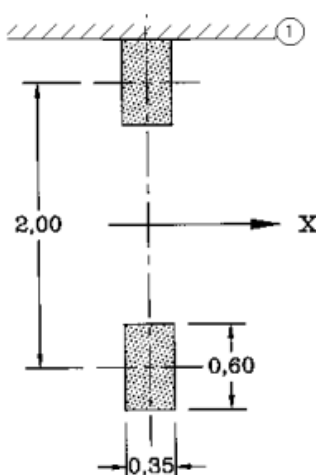
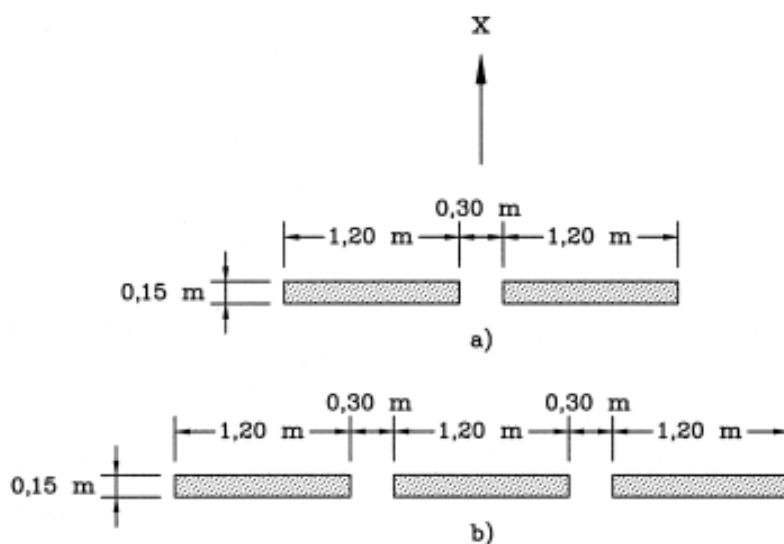


Figura 3.5 Ilustração do modelo de carga 2 (LM2) (EN 1991-2, 2003)

Este modelo de carga também permite a aplicação de apenas uma carga concentrada referente a uma roda, mas só quando se verifique que este é condicionante.

O modelo de carga 3 (LM3) aplica-se a veículos de transporte especial com cargas não correntes, como por exemplo os veículos de transporte comercial. Este modelo é usado para verificações locais e globais.

Na hipótese de ausência de modelos definidos pelo Anexo Nacional, o EC1 apresenta modelos básicos para veículos especiais que podem ser também utilizados. Estes modelos básicos de veículos especiais para pontes provisórias encontram-se no Anexo A do EC1.



x direção do eixo x

a) 100 a 200 kN linhas de eixo

b) 240 kN linhas de eixo

Figura 3.6 Ilustração do modelo de carga 3 (LM3) (Adaptado de EN 1991-2, 2003)

O modelo de carga 4 (LM4) consiste na aplicação de uma carga distribuída aplicada a toda a largura da ponte. Esta carga distribuída toma o valor de 5 kN/m^2 e representa a sobrecarga de uma multidão a passar pela ponte. Este modelo é empregue em verificações globais.

- AASHTO (AASHTO, 2012)

Em 1931, é publicado a primeira edição do documento AASHTO's Standard Specification for Highway Design. Nesta edição são expostos alguns modelos de carga de camiões, em particular o modelo de carga do camião H20. Alguns anos mais tarde, um novo modelo de carga dos camiões surge numa nova edição do documento AASHTO, o modelo camião semi-reboque HS20-44 (Highway Semi-trailer) (Kulicki, 2006). Este modelo consistia na aplicação de dois tipos de carga, a carga do camião e a carga da via. Em relação à carga do camião, esta era composta por três eixos, um eixo de $35,6 \text{ kN}$ e dois eixos de $142,3 \text{ kN}$. No que respeita à carga de via, esta consistia numa carga uniformemente distribuída ao longo da via com o valor de $9,3 \text{ kN/m}$ (Caltrans, 2004).

Entre os anos 70 e 80, verificou-se um aumento de volume e peso do tráfego de camiões. Perante este cenário surge como solução outro modelo de carga, o HS25. À semelhança do modelo de carga HS20, este modelo apresenta três tipos de carga, designadamente a carga do camião, a carga tandem e a carga da via. Geralmente, os valores do modelo de carga HS25 são 25% superiores aos valores do modelo de carga HS20, no entanto esta aplicação varia de estado para estado no USA (Kulicki, 2006).

O documento AASHTO 2012 apresenta um modelo de carga denominado por HL-93 (Highway Loading). Este modelo é semelhante ao modelo HS20, diferindo apenas nas combinações aplicadas à estrutura. Em relação às combinações, o modelo HS20 aplica uma das duas cargas referidas anteriormente à estrutura, enquanto que o modelo HL-93 apresenta dois tipos de combinações, designadas por combinação 1 (Carga do Camião e Carga da Via) e combinação 2 (Carga Tandem e Carga da Via) (Kulicki, 2006). Salienta-se a necessidade da realização de um estudo às duas combinações com o propósito de avaliar a combinação mais desfavorável apresentada pela norma (AASHTO, 2012).

Seguidamente exibem-se as cargas do camião, carga da via e carga tandem do modelo de carga HL-93.

Carga do Camião

A carga do camião HL-93 na norma AASHTO possui 6 cargas concentradas afastadas por 4,3 metros e de 4,3 metros a 9,1 metros longitudinalmente e por 1,8 metros transversalmente. Estas características do camião-tipo encontram-se ilustradas na Figura 3.7.

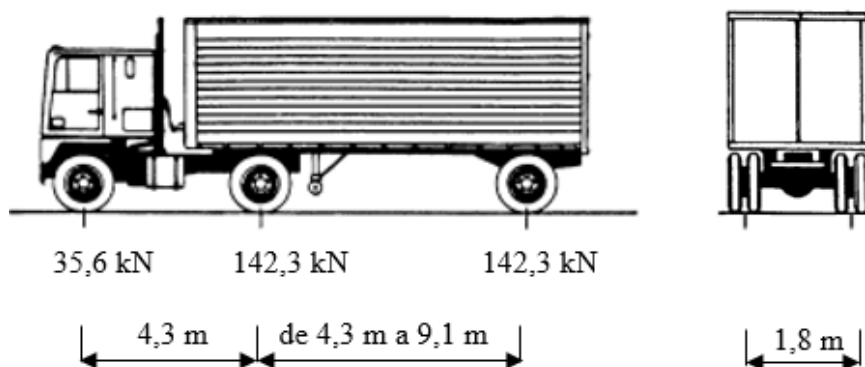


Figura 3.7 Ilustração da carga e das dimensões do camião HS20-44 (Adaptada de AASHTO, 2012)

Carga da via

A carga da via exposta na norma AASHTO consiste numa carga uniformemente distribuída com o valor de 9,3 kN/m na direção longitudinal, como se observa na Figura 3.8. Transversalmente, esta carga é uniformemente distribuída ao longo dos 3 metros, assumindo assim o valor de 3,1 kN/m² em toda a via.

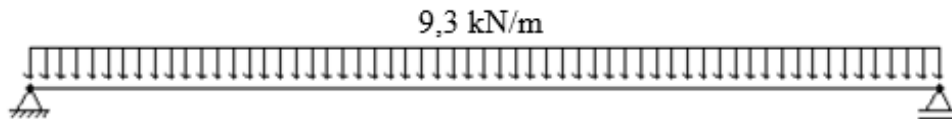


Figura 3.8 Carga da via segundo a norma AASHTO, em perfil longitudinal

Carga Tandem

A carga Tandem apresentada na norma AASHTO deriva da aplicação de quatro cargas concentradas com o valor de 55,65 kN, afastadas 1,2 metros longitudinalmente e 1,8 metros transversalmente. dispostas segundo a Figura 3.9.

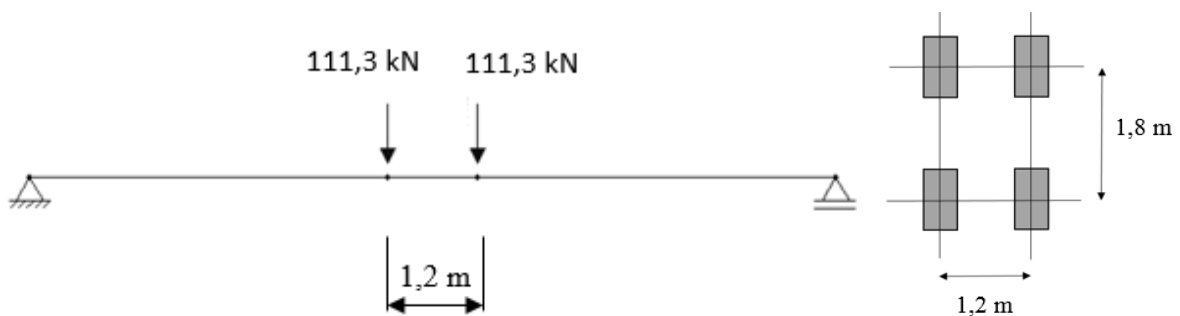


Figura 3.9 Ilustração da carga Tandem em perfil longitudinal (à esquerda) e em planta (à direita)

A mencionar que à Carga do Camião e à Carga Tandem, deve ser aplicado um fator de amplificação dinâmica. Este é determinado segundo a seguinte expressão:

$$fator = 1 + \frac{IM}{100} \quad (3.2)$$

Em que:

IM é quantificador dos efeitos dinâmicos (%), valor fornecido no Quadro 3.7.

Quadro 3.7 Quantificação dos efeitos dinâmicos (Adaptado de AASHTO, 2012)

Componente	IM
Juntas do tabuleiro – Todos os estados limite	75%
Outros Componentes:	
• Estado limite da fadiga e rotura	15%
• Outros estados limite	33%

Esta norma também considera o Quadro 3.8 para o caso de múltipla presença de cargas nas vias.

Quadro 3.8 Fatores de múltipla presença (Adaptado de AASHTO, 2012)

Número de vias carregadas	Fator de múltipla presença
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

- STANAG 2021 (STANAG 2021, 2006)

O documento STANAG 2021, desenvolvido pela NATO, classifica as várias cargas militares de pontes, barças e veículos. Esta classificação considera 32 classes de veículo (MLC) em que 16 são veículos de lagarta (tracked vehicles) e os restantes são veículos de rodas (wheeled vehicles). Este documento apresenta as características das 32 classes de veículos, designadamente altura do centro de gravidade, superfície lateral de incidência do vento, altura do centro de pressão, entre outros.

- Trilateral Design and Test Code (Hornbeck et al., 2005)

Tal como o documento STANAG 2021, o documento Trilateral Design and Test Code também apresenta as 32 classes de veículos (MLC).

3.2.3.5. Força de frenagem

- Eurocódigo 1 (EC1) – Parte 2 (EN 1991-2, 2003)

A força da frenagem (Q_{lk}) é uma força longitudinal que atua ao nível do pavimento da faixa de rodagem da ponte rodoviária. O valor desta força é uma percentagem do máximo valor das cargas verticais do modelo de carga (LM1) aplicado na via número 1. Deste modo, esta força é quantificada pela seguinte expressão do EC1:

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad (3.3)$$

Em que:

α_{Q1} e α_{q1} são fatores de ajustamento aplicados ao modelo de carga 1 (LM1) na via número 1. Na ausência de valores fornecidos pelo Anexo nacional, o EC1 recomenda que estes valores sejam iguais a 1;

Q_{1k} é o valor característico da carga concentrada do modelo de carga (LM1) na via número 1;

q_{1k} é o valor característico da carga uniformemente distribuída do modelo de carga (LM1) na via número 1;

w_1 é a largura da via da ponte rodoviária;

L é o comprimento do tabuleiro ou parte desse comprimento.

Realça-se que o valor característico da força de frenagem (Q_{lk}) deve situar-se entre $180\alpha_{Q1} \text{ kN}$ e 900 kN .

$$Q_{1k} = 180 + 2,7 \times L \quad 0 \leq L \leq 1,2 \quad (3.4)$$

$$Q_{1k} = 360 + 2,7 \times L \quad L > 1,2 \quad (3.5)$$

- AASHTO (AASHTO, 2012)

Segundo a norma AASHTO, a força de frenagem é uma força horizontal que atua na direção longitudinal da ponte. O seu valor deve ser o maior dos quatro casos que se seguem abaixo.

- Caso 1 – 25% da Carga do Camião;
- Caso 2 – 25% da Carga Tandem;
- Caso 3 – 5% da (Carga do Camião + Carga da Via);
- Caso 4 – 5% da (Carga Tandem + Carga da Via).

Como já devidamente reiterado no ponto 3.2.2.4, a ponte pode conter mais que uma via, então a norma AASHTO considera a força de frenagem atuar em todas as vias. Para o caso de o projetista alterar a direção de uma das vias na ponte, a norma considera a força de frenagem atuar em todas as vias em simultâneo. Salienta-se que a esta força deve ser acrescida um fator de múltipla presença.

- Trilateral Design and Test Code (Hornbeck et al., 2005)

A força de frenagem é uma força horizontal que atua ao nível do pavimento, na direção longitudinal. Esta ação é quantificada através do produto entre a carga do veículo e o fator de frenagem. No caso de veículos de lagartas, este documento considera uma força horizontal na direção transversal que contempla o efeito de desvio. Esta é aferida através do produto entre 0,1 e a carga do veículo (forças de frenagem e forças desviadas não são incluídas).

Quadro 3.9 Fatores de frenagem (Adaptado de Hornbeck et al., 2005)

Número de veículos na ponte	Fator de frenagem
1	0,65
2	0,90
3	1,15

3.2.3.6. Vento

- Eurocódigo 1 (EC1) – Parte 1-4

A força da ação do vento (F_w) é quantificada através da seguinte expressão:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z) \times A_{ref} \quad (3.6)$$

Em que:

$c_s c_d$ é o coeficiente estrutural;

c_f é o coeficiente de força relativo à construção ou elemento de construção;

$q_p(z)$ é a pressão dinâmica de pico;

A_{ref} é a área de referência da construção ou elemento de construção.

- Coeficiente estrutural ($c_s c_d$)

No caso de a ponte deter um vão inferior a 125 m, esta fica dispensa de uma análise dinâmica. Desta maneira, o coeficiente estrutural ($c_s c_d$) pode ser considerado igual a 1,0.

- Coeficiente de forma (c_f) e área de referência (A_{ref})

Em relação ao coeficiente de forma (c_f), a norma apresenta expressões diferentes quer para o caso de estruturas treliçadas, quer para o caso de pontes.

No que diz respeito a estruturas treliçadas, o coeficiente de forma (c_f) é obtido pela seguinte fórmula:

$$c_f = c_{f,0} \times \Psi_\lambda \quad (3.7)$$

Em que:

$c_{f,0}$ é o coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeitos de extremidade;

Ψ_λ é o coeficiente de efeitos de extremidade.

O valor do coeficiente de força é determinado tendo em conta o índice de cheios (φ) e o número de Reynolds (Re). A ponte em estudo irá considerar perfis de seção angulosa, deste modo será só necessário aferir o índice de cheios (φ).

O índice de cheios (φ) é calculado pela seguinte expressão:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (3.8)$$

Em que:

A é a soma das áreas das projeções no plano da face, perpendicular a esse plano, de todos os elementos e chapas de *gousset* da face ($A = \sum_i b_i \times l_i + \sum_k A_{gk}$);

A_c é a área limitada pelo contorno da face em projeção normal à mesma ($= d l$).

b_i, l_i é a largura e comprimento do elemento i (apresentado na Figura 3.10), projetado perpendicularmente à face;

A_{gk} é a área da chapa de *gousset* k .

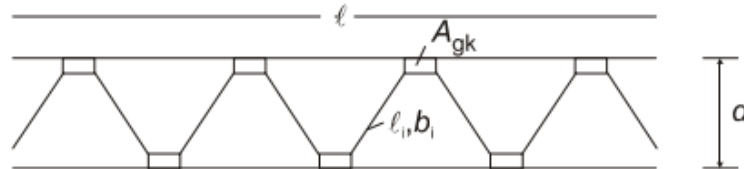


Figura 3.10 Estrutura treliçada (EN 1991-1-4, 2010)

A área de referência (A_{ref}) nas estruturas treliçadas é determinada segundo a expressão:

$$A_{ref} = A \quad (3.9)$$

Uma vez determinado índice de cheios (φ), o EC1 permite retirar o valor do coeficiente de força para estruturas treliças (plano e espacial) sem efeitos de extremidade ($c_{f,0}$), através de duas figuras, nomeadamente a Figura 3.11 e Figura 3.12.

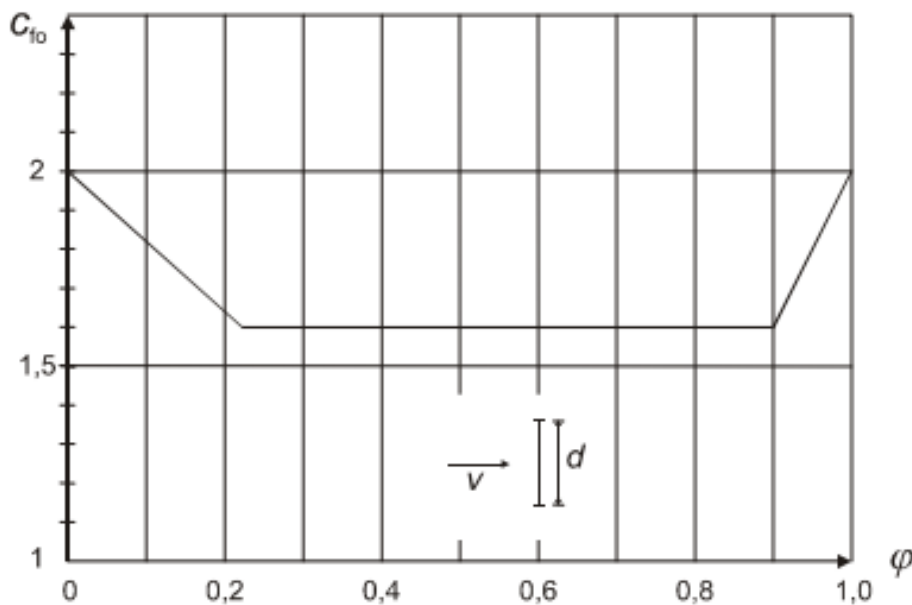


Figura 3.11 Coeficiente de força (C_{f0}) para uma estrutura treliçada plana constituída por perfis de seção angularosa, em função do índice de cheios (φ) (EN 1991-1-4, 2010)

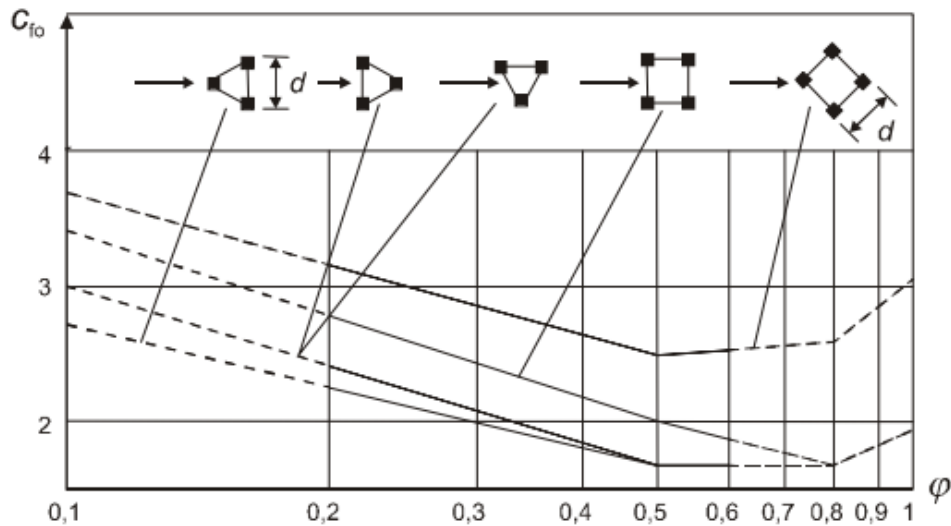


Figura 3.12 Coeficiente de força (C_{f0}) para uma estrutura treliçada espacial constituída por perfis de seção angular, em função do índice de cheios (φ) (EN 1991-1-4, 2010)

O valor do coeficiente de efeitos de extremidade (Ψ_λ), é calculado em função da esbelteza (λ) e do índice de cheios (φ), através da Figura 3.13.

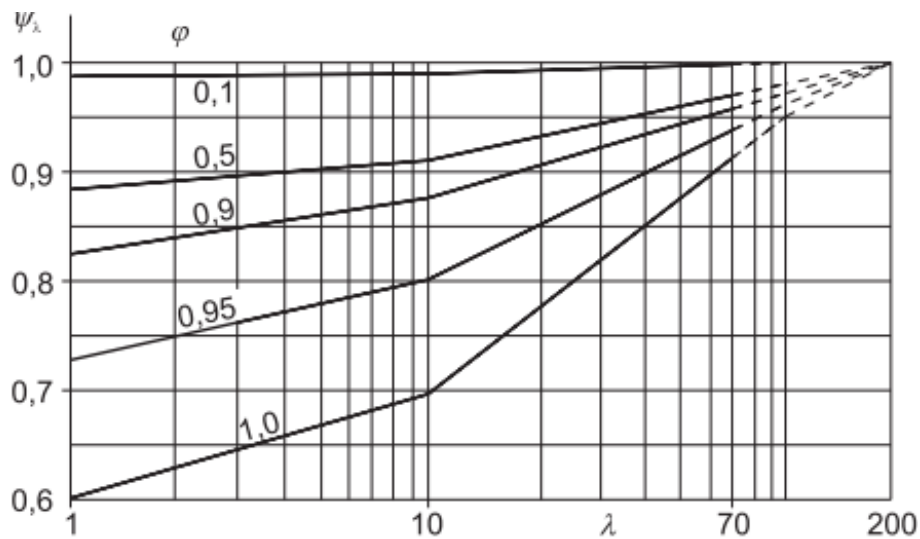


Figura 3.13 Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade (Ψ_λ) em função do índice de cheios (φ) e da esbelteza (λ) (EN 1991-1-4, 2010)

No que se refere à esbelteza (λ), a norma apresenta o Quadro 3.10 que relaciona o seu valor com as dimensões da construção e da sua posição.

Quadro 3.10 Valores da esbelteza (λ) recomendados para cilindros, elementos com seção poligonal (incluindo a retangular), perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas (EN 1991-1-4, 2010)

N.º	Posição da estrutura, vento perpendicular ao plano da figura	Esbelteza efectiva λ
1		<p>Para elementos com secção poligonal, perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para $l \geq 50$ m, o menor dos valores $\lambda = 1,4 \theta b$ ou $\lambda = 70$; - para $l < 15$ m, o menor dos valores $\lambda = 2 \theta b$ ou $\lambda = 70$.
2		<p>Para cilindros de base circular:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para $l \geq 50$ m, o menor dos valores $\lambda = 0,7 \theta b$ ou $\lambda = 70$; - para $l < 15$ m, o menor dos valores $\lambda = \theta b$ ou $\lambda = 70$.
3		<p>Para valores intermédios de l, deverá ser efectuada uma interpolação linear.</p>
4		<p>Para $l \geq 50$ m, o maior dos valores $\lambda = 0,7 \theta b$ ou $\lambda = 70$;</p> <p>para $l < 15$ m, o maior dos valores $\lambda = \theta b$ ou $\lambda = 70$.</p> <p>Para valores intermédios de l, deverá ser efectuada uma interpolação linear.</p>

Legenda:

for $b \leq l$ para $b \leq l$

Em relação ao índice de cheios (φ), o EC1 quantifica este valor através da seguinte expressão:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (3.10)$$

Em que:

A é a soma das áreas projetadas dos elementos, visível na Figura 3.14;

A_c é a área limitada pelo contorno exterior ($A_c = l \times b$), visível na Figura 3.14.

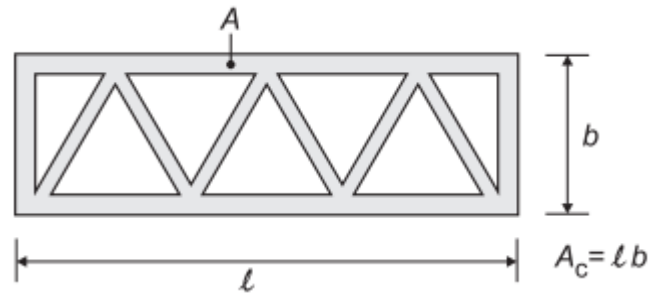


Figura 3.14 Definição do índice de cheios (ϕ) (EN 1991-1-4, 2010)

No que concerne a pontes, a ação do vento (F_w) é dividida em três direções, designadamente x, y e z. Assim, a norma explicita o coeficiente de forma (c_f) nessas três direções.

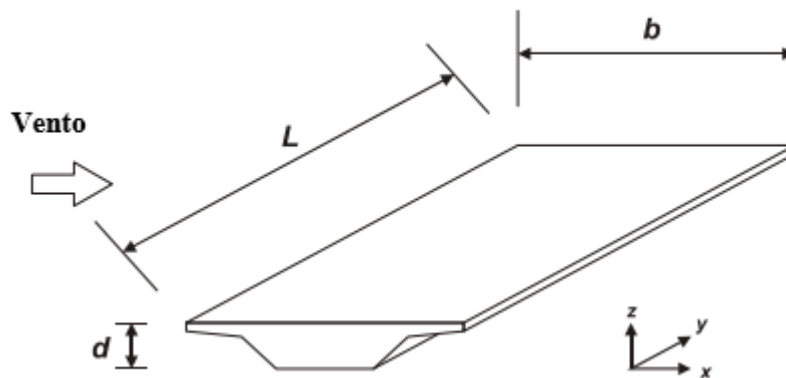


Figura 3.15 Ação do vento nas diferentes direções (Adaptada do EN 1991-1-4, 2010)

Deste modo e para uma melhor interpretação da Figura 3.15, a norma apresenta a força do vento na direção x no sentido da dimensão b (largura do tabuleiro), a força do vento na direção y no sentido da dimensão L (comprimento do tabuleiro) e a força do vento na direção z no sentido da dimensão d (altura do tabuleiro).

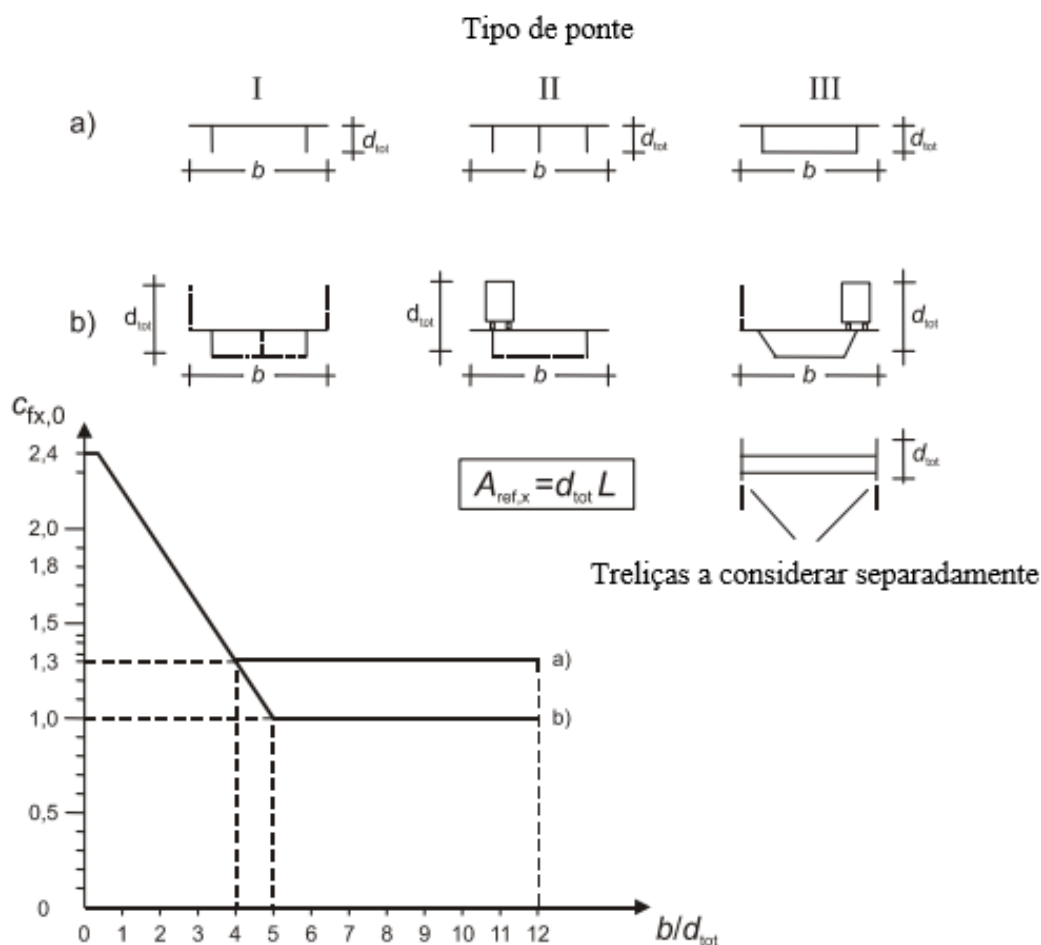
➤ Força do vento na direção x

O coeficiente de força ($C_{f,x}$) da força produzida pelo vento na direção x, também designada por ação transversal do vento, é quantificada com base na seguinte expressão:

$$c_{f,x} = C_{fx,0} \quad (3.11)$$

Em que:

$C_{fx,0}$ é o coeficiente de força para a situação sem livre escoamento em torno das extremidades, valor fornecido na Figura 3.16.



Legenda:

- a) Fase de construção, guarda-corpos vazados (com mais de 50% de aberturas) e guardas de segurança vazadas;
- b) Com guarda-corpos ou guardas de segurança não vazados e barreiras anti-ruído ou tráfego.

Figura 3.16 Coeficiente de força ($C_{fx,0}$) para tabuleiros de pontes (Adaptado do EN 1991-1-4, 2010)

Realça-se a redução do coeficiente de arrastamento ($C_{fx,0}$) no caso de a face exposta ao vento ser inclinada em relação à vertical. Este coeficiente pode ser reduzido em 0,5% por grau de inclinação (α_1), com uma redução máxima de 30%. A Figura 3.17 representa um tabuleiro com a face inclinada.

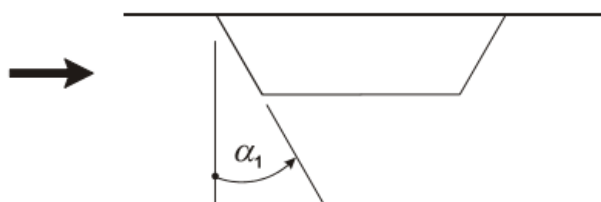


Figura 3.17 Tabuleiro com a face exposta ao vento inclinada (EN 1991-1-4, 2010)

No entanto, o coeficiente de arrastamento ($C_{fx,0}$) pode também ser aumentado no caso de o tabuleiro possuir uma inclinação transversal. Este coeficiente pode ser acrescido de 3% por grau de inclinação, com um aumento máximo de 25%.

No caso de combinações de ações sem carga de tráfego em pontes rodoviárias, a norma considera d_{tot} definido no Quadro 3.11.

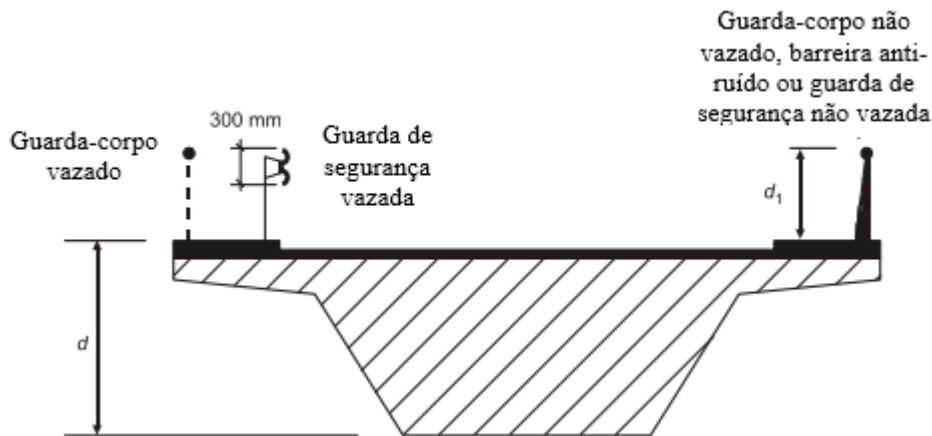


Figura 3.18 Altura a considerar para ($A_{ref,x}$) (Adaptado do EN 1991-1-4, 2010)

Quadro 3.11 Altura (d_{tot}) a considerar para ($A_{ref,x}$) (EN 1991-1-4, 2010)

Barreiras de segurança	num lado	nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

No caso de combinações de ações com carga de tráfego em pontes rodoviárias, a norma considera uma altura de 2 metros a partir do nível da plataforma de rodagem e ao longo do comprimento mais desfavorável.

A área de referência na direção x ($A_{ref,x}$), é aferido com base no explicitado:

$$A_{ref,x} = d_{tot} \times L \quad (3.12)$$

➤ Força do vento na direção y

A força produzida pelo vento na direção y, também denominada por ação longitudinal do vento, pode ser quantificada segundo o tipo de tabuleiro da ponte em estudo. No caso de pontes com tabuleiro de vigas de alma cheia, esta norma considera 25% da força produzida pelo vento na direção x. Em contrapartida, pontes com tabuleiros de vigas treliçadas, esta norma estabelece 50% da força produzida pelo vento na direção x.

➤ Força do vento na direção z

O coeficiente de força ($C_{f,z}$) da força produzida pelo vento na direção y, também designada por ação vertical do vento, atua tanto no sentido descendente como no sentido ascendente. O Anexo Nacional considera o valor do coeficiente igual a $\pm 0,9$ no caso da ausência de ensaios em túnel de vento.

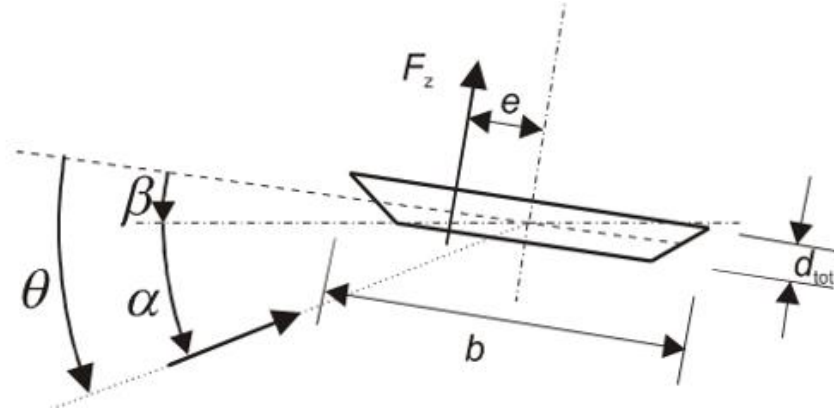


Figura 3.19 Dimensões e posição da força da ação do vento (Adaptado do EN 1991-1-4, 2010)

Como a Figura 3.18 ilustra, a força vertical deve ser aplicada com uma excentricidade (e), sendo $\left(e = \frac{b}{4}\right)$.

A área de referência na direção z ($A_{ref,z}$), é calculado com base na seguinte expressão:

$$A_{ref,z} = b \times L \quad (3.13)$$

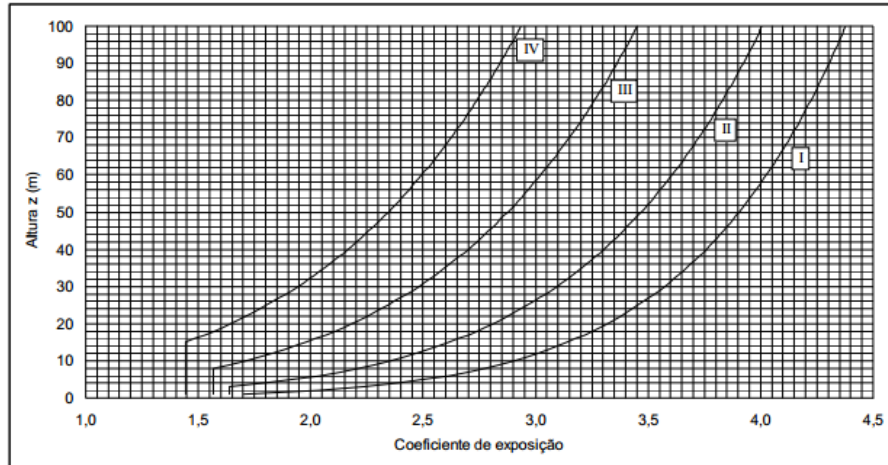
Salienta-se que na direção z a expressão para a determinação da ação do vento é a seguinte:

$$F_w = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times c_e \times C_{f,z} \times A_{ref,z} \quad (3.14)$$

Em que:

c_e é o coeficiente de exposição, valor fornecido no Quadro 3.12.

Quadro 3.12 Valores dos coeficientes de exposição em função da altura acima do solo e categoria de terreno (EN 1991-1-4, 2010)



- Pressão dinâmica de pico (q_p)

O EC1 permite calcular a pressão dinâmica de pico (q_p) com recurso a duas expressões. A primeira consiste na expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b \quad (3.15)$$

Em que:

$I_v(z)$ é a intensidade de turbulência à altura z ;

ρ é a massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso. Este valor pode ser fornecido pelo Anexo Nacional. O valor recomendado pelo EC1 é $1,25 \text{ kg/m}^3$;

$v_m(z)$ é a velocidade média do vento a uma altura z acima do solo.

A intensidade de turbulência (I_v) é aferida a partir da seguinte fórmula:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.16)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para} \quad z < z_{min} \quad (3.17)$$

Em que:

k_1 é o coeficiente de turbulência. Este valor pode ser fornecido pelo Anexo Nacional. O valor recomendado pelo EC1 é 1,0;

$c_o(z)$ é o coeficiente de orografia;

z_0 é o comprimento de rugosidade, fornecido no Quadro 3.13;

z_{min} é a altura mínima definida no Quadro 3.13;

z_{max} é a altura máxima. O valor considerado pelo EC1 é 200 metros.

Quadro 3.13 Categorias e parâmetros de terreno (EN 1991-1-4, 2010)

Categoria de terreno	Z_0 [m]	Z_{min} [m]
0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar	0,003	1
I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	1
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	2
IV Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura, média superior a 15m	1,0	10

A velocidade média do vento (v_m) é depende do valor de referência da velocidade do vento e dos efeitos da rugosidade do terreno e orografia, resultando na seguinte expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (3.18)$$

Em que:

$c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade;

v_b é o valor de referência da velocidade do vento.

O coeficiente de rugosidade (c_r) é determinado da seguinte maneira:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.19)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para} \quad z < z_{min} \quad (3.20)$$

Em que:

k_r é o coeficiente de terreno que depende do comprimento de rugosidade z_0 , sendo obtido através do exposto:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0II}}\right)^{0,07} \quad (3.21)$$

Em que:

z_{0II} corresponde ao valor apresentado no Quadro 3.13.

A velocidade do vento (v_b) é definida em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno da categoria II. A sua expressão é:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (3.22)$$

Em que:

c_{dir} é o coeficiente de direção. Este valor pode ser fornecido pelo Anexo Nacional. O valor recomendado pelo EC1 é 1,0;

c_{season} é o coeficiente de sazão. Este valor pode ser fornecido pelo Anexo Nacional. O valor recomendado pelo EC1 é 1,0;

$v_{b,0}$ é o valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10 minutos, independentemente da direção do vento e da época do ano, a uma altura de 10 metros acima do nível do solo em terreno do tipo campo aberto, com vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura.

Na quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$) considera-se o País dividido em duas zonas diferentes, designadamente zona A e zona B. A zona B corresponde aos arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m. Por outro lado, a zona A abrange a generalidade do território, com exceção das regiões pertencentes à zona B.

Quadro 3.14 Valor básico da velocidade de referência do vento (EN 1991-1-4, 2010)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

A segunda expressão da pressão dinâmica de pico (q_p) é determinada da seguinte maneira:

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b \quad (3.23)$$

Em que:

$c_e(z)$ é o coeficiente de exposição;

q_b é a pressão dinâmica de referência.

O coeficiente de exposição é determinado graficamente através da Figura 3.20.

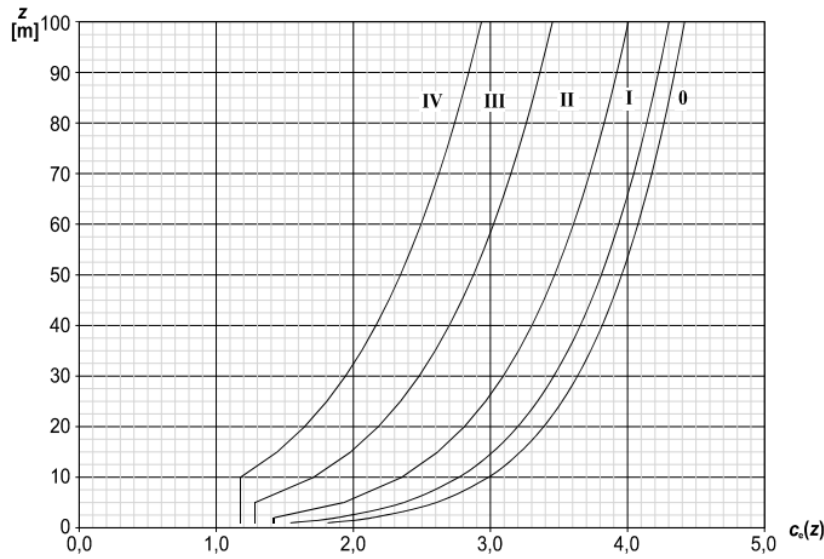


Figura 3.20 Representação do coeficiente de exposição ($c_e(z)$) para $c_o=1,0$ e $k_1=1,0$ (EN 1991-1-4, 2010)

A pressão dinâmica de referência (q_b) é dada pela seguinte expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (3.24)$$

- AASHTO (AASHTO, 2012)

A norma AASHTO quantifica a ação do vento horizontal, na estrutura e no veículo, e a ação do vento vertical.

- Ação do vento horizontal na estrutura

A ação do vento atua em toda a área da estrutura a ele exposta como uma força uniformemente distribuída. O valor da sua velocidade base de projeto (V_B) é igual a 44,7 m/s. No entanto, a norma define uma expressão para o cálculo da velocidade de projeto do vento (V_{DZ}), no caso de pontes ou partes de pontes e barreiras de som com uma altura superior a 9,14 metros acima do nível da água ou do baixo terreno. A fórmula mencionada é:

$$V_{DZ} = 2,5 \times V_0 \times \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.25)$$

Em que:

V_0 é a velocidade de atrito, uma característica meteorológica do vento. O seu valor é fornecido no Quadro 3.15;

V_{30} é a velocidade do vento a uma altura de 9,14 metros acima do nível da água ou do baixo terreno;

V_B é a velocidade base de projeto do vento a uma altura de 9,14 metros;

Z é altura da estrutura medida acima do nível da água ou do baixo terreno;

Z_0 é o comprimento de atrito a atingido a montante, uma característica meteorológica do vento. O seu valor é fornecido no Quadro 3.15;

Quadro 3.15 Categorias e parâmetros de terreno (Adaptada de AASHTO,2012)

Categoria de terreno	V_0 [m/s]	Z_0 [m]
Campo – Terreno com obstáculos dispersos, geralmente inferiores a 9,14 metros. Esta categoria inclui um terreno plano e pastagens.	3,67	0,07
Subúrbios – Áreas urbanas e suburbanas, arborizadas ou outros terrenos com numerosos obstáculos perto uns dos outros, que têm o tamanho de habitações unifamiliares ou superiores. A aplicação desta categoria deve ser limitada às áreas em que o terreno prevalece, no mínimo 457,2 metros, no sentido do vento.	4,87	1,00
Cidade – Centros das grandes cidades, com pelo menos 50% de edifícios a uma altura superior a 21,3 metros. A aplicação desta categoria deve ser limitada às áreas em que terreno prevalece, no mínimo 804,7 metros, no sentido do vento. Esta categoria deve considerar efeitos de afunilamento, que resultam de um aumento da pressão do vento, devido à localização da estrutura, na sequência de estruturas adjacentes.	5,36	2,50

Na ausência de especificações na norma, a pressão do vento nas estruturas é considerada uma ação horizontal. A pressão do vento em projeto (P_D) é estimada a partir da expressão:

$$P_D = P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.26)$$

Em que:

P_B é a pressão base do vento, valor fornecido no

Quadro 3.16.

Quadro 3.16 Pressão base do vento (P_B) de acordo com a velocidade base do vento igual a 44,7 m/s (Adaptado de AASHTO, 2012)

Componentes da superestrutura	P_B na direção do vento (kPa) (Barlavento)	P_B na direção contrária à do vento (kPa) (Sotavento)
Treliças, pilares e arcos	2,394	1,197
Vigas	2,394	-
Grandes superfícies planas	1,915	-

É importante realçar que nas treliças, pilares e arcos, a ação do vento não deve ser inferior a 4,38 kN/m no primeiro plano e 2,19 kN/m no segundo plano (efeito de sombreamento). No caso das vigas e das grandes superfícies planas, o valor mínimo da ação do vento é igual a 4,38 kN/m.

Quando não é especificada a direção da pressão do vento, a norma AASHTO apresenta o Quadro 3.17, com os vários ângulos que esta ação pode assumir. O ângulo é medido através de uma perpendicular ao eixo longitudinal da estrutura.

Quadro 3.17 Pressão base do vento (P_B) para os vários ângulos de acordo com a velocidade base do vento igual a 44,7 m/s (Adaptado de AASHTO,2012)

Ângulo da ação do vento (graus)	Trelças, pilares e arcos		Vigas	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
0°	3,591	0,000	2,394	0,000
15°	3,352	0,575	2,107	0,287
30°	3,112	1,341	1,963	0,575
45°	2,250	1,963	1,580	0,766
60°	1,149	2,394	0,814	0,910

As direções da pressão do vento, transversal e longitudinal, aplicam-se em simultâneo na estrutura.

No caso de vigas e laje de uma ponte com um vão inferior a 38,1 metros e com uma altura de 9,14 metros acima do nível da água ou do baixo terreno, a presente norma considera os valores de 2,394 kPa e 0,575 kPa para pressão do vento transversal e longitudinal, respetivamente.

Na subestrutura, as forças longitudinais e transversais devem ser calculadas com uma pressão base do vento igual a 1,915 kPa.

○ Ação do vento horizontal no veículo

Na presença de veículos, a ação da pressão do vento (F) é apresentada com uma força em movimento com o valor de 1,459 kN/m. Esta força é aplicada a 1,83 metros acima do tabuleiro, na direção perpendicular ao eixo longitudinal da estrada, como se verifica na Figura 3.21. Esta ação atua em conjunto com a ação do vento na estrutura.

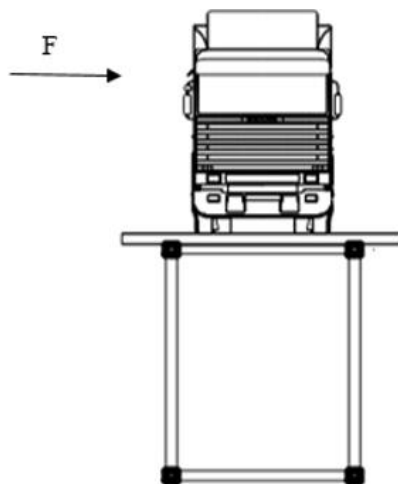


Figura 3.21 Ação da pressão do vento no veículo (Adaptada de André, 2016)

Se a força não for perpendicular à estrutura, a AASHTO apresenta o Quadro 3.18

Quadro 3.18 Componentes da ação do vento (Adaptado de AASHTO, 2012)

Ângulo (graus)	Componente perpendicular (kN/m)	Componente paralela (kN/m)
0°	1,459	0,000
15°	1,284	0,175
30°	1,196	0,350
45°	0,963	0,467
60°	0,496	0,554

No caso de vigas e laje de uma ponte com um vão inferior a 38,1 metros e com uma altura superior a 9,14 metros acima do nível da água ou do baixo terreno, a presente norma considera os valores de 1,459 kN/m e 0,584 kN/m para pressão do vento transversal e longitudinal, respetivamente.

○ Ação do vento vertical

Na ausência de informação sobre a instabilidade aeroelástica da estrutura, a norma quantifica a ação do vento vertical através do produto entre a força ascendente do vento (0,958 kPa) e a largura do tabuleiro (inclui passeios e guarda-corpos). Assim, a AASHTO considera esta ação como uma carga longitudinal na estrutura.

É importante salientar que esta ação só entra em duas combinações de ações, nomeadamente Strength II e Service IV.

• Trilateral Design and Test Code (Hornbeck et al., 2005)

Neste documento são exibidos os valores da velocidade e pressão do vento que atuam nas pontes provisórias, durante as várias fases de dimensionamento. A pressão do vento é quantificada em função velocidade do vento (v), através da seguinte expressão (Hornbeck et al., 2005):

$$w_p = 0,613 \times v^2 \quad (3.27)$$

Quadro 3.19 Velocidade e pressão do vento (Adaptada de Hornbeck et al., 2005)

Fase de dimensionamento	Velocidade do vento – $v(m/s)$	Pressão do vento – $W_p(kN/m^2)$
Construção/Lançamento	15	0,138
Serviço (vento atuando sobre a ponte e veículos)	20	0,245
Serviço (vento atuando sobre a ponte)	30	0,552

3.2.3.7. Neve e gelo

O Eurocódigo 1 (EC1) Parte 1-3 não possui informações relativamente às ações da neve e gelo nas pontes (EN 1991-1-3, 2009).

A norma AASHTO não considera as acumulações da neve na superestrutura da ponte (AASHTO, 2012).

O documento Trilateral Design and Test Code define um valor da carga para estas ações, designadamente $0,37 \text{ kN/m}^2$, sendo aplicada uniformemente sobre toda a ponte. Na quantificação desta ação, a neve e o gelo acumulado sobre os veículos é desprezável. A aplicação desta ação na estrutura só deverá ser tida em conta se a sua carga for superior à carga da lama, se isso não acontecer a carga a considerar deverá ser a da lama (Hornbeck et al., 2005).

3.2.3.8. Lama

Segundo o documento Trilateral Design and Test Code, a ação da lama é aplicada na área de faixa de rodagem com um valor de $0,75 \text{ kN/m}^2$. Nas operações de montagem da ponte é desprezado o efeito da lama, uma vez que se considera a limpeza do tabuleiro, contudo, se esta limpeza não for garantida é necessário considerar uma percentagem da carga de 10 a 25%. A esta ação deve ser multiplicado um fator de impacto que se encontra no Quadro 3.20. Tal como a neve e o gelo, a quantificação desta ação despreza a lama acumulada no veículo (Hornbeck et al., 2005).

Quadro 3.20 Fatores amplificadores de impacto (Adaptada de Hornbeck et al., 2005)

Localização	Momentos fletores e deformações	Esforço Transverso
Interior da ponte	1,15	-
Rampas de acesso	1,20	1,20

Estes fatores de amplificação de impacto são aplicados às cargas estáticas para velocidades até 25 km/h.

3.2.3.9. Temperatura e ambiente

- Trilateral Design and Test Code (Hornbeck et al., 2005)

O Trilateral Design and Test Code pressupõe a ação da temperatura e humidade, verificando as tensões resultantes e a degradação a longo prazo da ponte devido ao efeito da temperatura (Hornbeck et al., 2005).

- Eurocódigo 1 (EC1) – parte 1-5 (EN 1991-1-5, 2009)

O Eurocódigo 1 (EC1) – parte 1-5, considera as ações térmicas nas pontes. Estas ações térmicas são avaliadas através das componentes da variação uniforme e diferencial de temperatura.

Na quantificação das ações térmicas no tabuleiro, as pontes são agrupadas em 3 categorias diferentes:

- Tipo 1 – Tabuleiros de aço;
- Tipo 2 – Tabuleiros mistos aço-betão;
- Tipo 3 – Tabuleiros de betão.

As variações uniformes de temperatura atuam axialmente provocando uma variação de comprimento do tabuleiro. Esta alteração do comprimento acontece sem qualquer problema nas estruturas isostáticas, mas no caso de estruturas hiperestáticas existem impedimentos a essa deformação, o que produz esforços na estrutura. Os dois cenários que podem existir no efeito da temperatura são a contração máxima e a dilatação máxima na estrutura.

A contração máxima é determinada segundo a seguinte expressão:

$$\Delta T_{N,cont} = T_0 - T_{e,min} \quad (3.28)$$

Em que:

$\Delta T_{N,cont}$ é o valor da amplitude de contração máxima da componente da variação uniforme da temperatura;

T_0 é a temperatura inicial da ponte, valor exposto no Anexo A do Eurocódigo;

$T_{e,min}$ é a componente da variação uniforme da temperatura mínima.

A dilatação máxima é aferida a partir do seguinte:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (3.29)$$

Em que:

$\Delta T_{N,exp}$ é o valor da amplitude de dilatação máxima da componente da variação uniforme da temperatura;

$T_{e,max}$ é a componente da variação uniforme da temperatura máxima.

A variação diferencial de temperatura atua verticalmente na ponte e esta variação consiste no aquecimento e arrefecimento da superfície superior do tabuleiro, num determinado intervalo de tempo. O aquecimento provoca valores máximos positivos dessa variação diferencial (superfície superior mais quente), em oposição ao arrefecimento provoca valores máximos negativos (superfície inferior mais quente) dessa variação diferencial.

O EC1 estabelece duas abordagens, nomeadamente a abordagem 1 (Componente linear vertical) e a abordagem 2 (Componentes verticais da variação diferencial de temperatura com efeitos não lineares). No capítulo presente só será feita referência à abordagem 1.

Posto isto, na abordagem a revelar utiliza-se uma componente linear equivalente da variação diferencial de temperatura para $\Delta T_{M,Heat}$ e $\Delta T_{M,Cool}$ de maneira a considerar o efeito das variações diferenciais de temperatura.

Quadro 3.21 Valores recomendados da componente linear da variação diferencial de temperatura para diferentes tipos de tabuleiro de pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias (EN 1991-1-5, 2009)

Tipo de tabuleiro	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
Tipo 1:		
Tabuleiro de aço	18	13
Tipo 2:		
Tabuleiro misto aço-betão	15	18
Tipo 3:		
Tabuleiro de betão:		
-viga em caixão	10	5
-laje vigada	15	8
-laje	15	8

No caso de simultaneidade das variações (uniforme e diferencial) de temperatura, deve considerar-se as duas expressões e escolher a que conduz ao efeito mais desfavorável. Estas são:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{ou } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}(\text{ou } \Delta T_{N,con}) \quad (3.30)$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(\text{ou } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{ou } \Delta T_{N,con}) \quad (3.31)$$

Em que:

ω_N é o fator de redução da componente da variação uniforme de temperatura para a combinação com a componente da variação diferencial de temperatura. Este valor pode ser fornecido pelo Anexo Nacional. O valor recomendado pelo EC1 é 0,35;

ω_M é o fator de redução da componente da variação diferencial de temperatura para a combinação com a componente da variação uniforme de temperatura. Este valor pode ser fornecido pelo Anexo Nacional. O valor recomendado pelo EC1 é 0,75.

- AASHTO (AASHTO, 2012)

A temperatura uniforme pode ser obtida segundo dois métodos. Como a ponte em estudo é metálica, o procedimento mais adequado é o A.

As variações de temperatura apresentam-se definidas no Quadro 3.22. As deformações térmicas são determinadas com base na diferença entre os limites superiores ou inferiores e a temperatura base de construção.

Quadro 3.22 Variação das temperaturas no procedimento A (Adaptada em AASHTO, 2012)

Clima	Aço ou alumínio	Betão	Madeira
Moderado	0°C a 49°C	-12°C a 27°C	-12°C a 24°C
Frio	-34°C a 49°C	0°C a 27°C	0°C a 24°C

A temperatura mais baixa consiste na temperatura mínima do material ($T_{MinDesign}$), sendo que a temperatura mais elevada constitui a temperatura máxima do material ($T_{MaxDesign}$).

$$\Delta_T = \alpha \times L \times (T_{MaxDesign} - T_{MinDesign}) \quad (3.32)$$

Em que:

α é o coeficiente térmico da dilatação;

L é o comprimento da dilatação.

Para a aplicação a temperatura diferencial na estrutura, a norma AASHTO divide os Estados Unidos em diferentes zonas, visível na Figura 3.22.



Figura 3.22 Diferentes zonas do Estados Unidos (AASHTO, 2012)

Os valores das temperaturas positivas nas zonas são especificados para as várias condições da superfície do tabuleiro, Quadro 3.23. Já no que respeita aos valores das temperaturas negativas, no Quadro 3.23, devem ser multiplicados por 0,30 no caso de tabuleiros de betão e 0,20 no caso de tabuleiros com recobrimento em asfalto.

O valor da temperatura T_3 deve ser considerado igual a -18°C, a menos que um estudo específico determine o seu valor. Este valor não poder exceder os -15°C.

Quadro 3.23 Temperatura diferencial base (Adaptada em AASHTO, 2012)

Zona	$T_1(^{\circ}\text{C})$	$T_2(^{\circ}\text{C})$
1	12	-10
2	8	-11
3	5	-12
4	-3	-13

A Figura 3.23 apresenta a temperatura diferencial vertical em estruturas metálicas e de betão. A dimensão A da Figura 3.23 pode ser igual a 0,3 metros para estruturas metálicas.

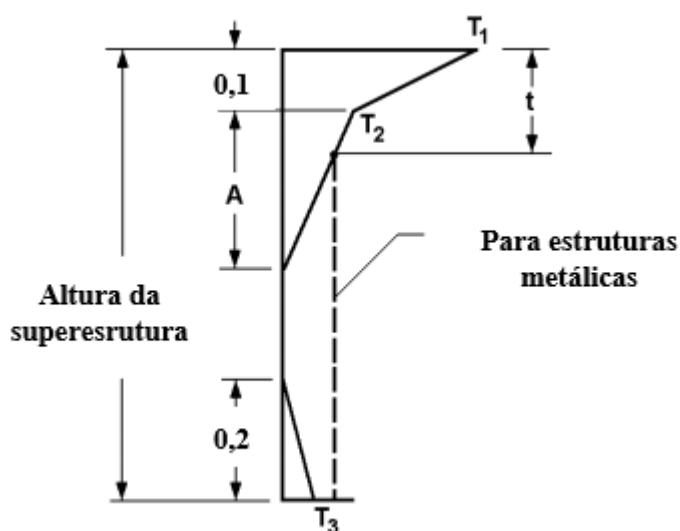


Figura 3.23 Temperatura diferencial vertical para estruturas metálicas e de betão (Adaptado de AASHTO, 2012)

3.2.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações das ações permanentes com as ações variáveis descritas no ponto 3.2.3 vão permitir o dimensionamento e análise da estrutura que se explicita no capítulo 4.

3.2.4.1. Fase de construção, lançamento e recolha

O documento Trilateral Design and Test Code aplica a mesma combinação a estas três fases.

$$P_{Ed} = CP + V + L/N \quad (3.33)$$

Em que:

- P_{Ed} é a carga atuante;
- CP corresponde à carga permanente;
- V corresponde à carga do vento;
- L corresponde à carga da lama;
- N corresponde à carga da neve.

3.2.4.2. Fase de serviço

- Trilateral Design and Test Code (Hornbeck *et al.*, 2005)

$$P_{Ed} = CP + A_1 + A_2 \quad (3.34)$$

Em que:

- CP corresponde às cargas permanentes;
- A_1 corresponde à primeira ação mais severa;
- A_2 corresponde à segunda ação mais severa.

- Eurocódigo 0 (EN 1990, 2009)

Estado limite último (ULS)

$$P_{Ed} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (3.35)$$

Em que:

- $\gamma_{G,j}$ é o coeficiente parcial relativo à ação permanente j, valor fornecido no Quadro 3.24;
- $G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j;
- γ_P é o coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço;
- P é o valor representativo de uma ação de pré-esforço;
- $\gamma_{Q,1}$ é o coeficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1, valor fornecido no Quadro 3.24;
- $Q_{k,1}$ é o valor característico da ação variável de base da combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$ é o coeficiente parcial relativo à ação variável i, valor fornecido no Quadro 3.24;
- $\psi_{0,i}$ é o coeficiente para determinação do valor da combinação da ação variável i, valor fornecido no Quadro 3.25;
- $Q_{k,i}$ é o valor característico relativo à ação variável i.

Quadro 3.24 Coeficientes parciais relativos às ações (Adaptado de EN1990, 2009)

Ações permanentes ($\gamma_{G,j}$)		Ação variável de base da combinação ($\gamma_{Q,1}$)	Ações variáveis acompanhantes ($\gamma_{Q,i}$)
Desfavoráveis	Favoráveis		
1,35	1,00	1,50*	1,50

Nota:

* No caso de carga do tráfego rodoviário, o coeficiente parcial aplicado deve ser igual a 1,35.

Estado limite de serviço (SLS)

Combinação característica

$$P_{Ed} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (3.36)$$

Combinação frequente

$$P_{Ed} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (3.37)$$

Em que:

$\psi_{1,1}$ é o coeficiente para determinação do valor frequente da ação variável de base da combinação 1;

$\psi_{2,i}$ é o coeficiente para determinação do valor quase – permanente da ação variável i.

Combinação quase – permanente

$$P_{Ed} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (3.38)$$

Quadro 3.25 Fatores de combinação e redução para as ações variáveis (Adaptado de EN 1990, 2009)

Ação	Notação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ações rodoviárias	LM1 – Tandem System (TS)	0,75	0,75	0,00
	LM1 – Uniformly Distributed Load (UDL)	0,40	0,40	0,00
	LM1 – Passeios (q_f)	0,40	0,40	0,00
	LM2	0,00	0,75	0,00
	LM3	0,00	0,00	0,00
	LM4	0,00	0,75	0,00
Ação do vento	F_w	0,60	0,20	0,00

- AASHTO (AASHTO, 2012)

Esta norma impõe 4 tipos de combinações, nomeadamente Strength, Service, Extreme Event e Fatigue. Para o presente estudo, as combinações que devem ser abordadas são a Strength I, Strength II, Strength III, Strength IV, Strength V, Service I e Service II.

As combinações Strength dizem respeito aos estados limites de resistência e estabilidade da estrutura durante a sua vida útil. Por seu turno, as combinações Service referem-se aos estados limites de deformação, de tensões e fendas da estrutura em condições normais de funcionamento.

Além da expressão, esta norma também apresenta uma pequena definição relativamente a cada combinação.

Strength I

Combinação de ações relativa à ação do veículo normal na estrutura, sem a ação do vento.

$$P_{Ed} = 1,25 \times DC + 1,75 \times (LL \times IM + BR) + 1,20 \times TU + \gamma_{TG} \times TG \quad (3.39)$$

Em que:

DC é o peso próprio da estrutura e restantes cargas permanentes;

LL é a ação do veículo;

IM é o quantificador dos efeitos dinâmicos;

BR é a força de frenagem;

TU é a ação da temperatura uniforme;

γ_{TG} é o fator da ação da temperatura diferencial;

TG é a ação da temperatura diferencial.

Strength II

Combinação de ações relativa ao uso de veículos especiais especificados pelo projetista ou de veículos com avaliação, ou ambos, sem a ação do vento.

$$P_{Ed} = 1,25 \times DC + 1,35 \times (LL \times IM + BR) + 1,20 \times TU + \gamma_{TG} \times TG \quad (3.40)$$

Strength III

Combinação de ações relativa à ação do vento com uma velocidade superior a 24,6 m/s.

$$P_{Ed} = 1,25 \times DC + 1,40 \times WS + 1,20 \times TU + \gamma_{TG} \times TG \quad (3.41)$$

Em que:

WS é a ação do vento na estrutura.

Strength IV

Combinação de ações relativa a todas as ações permanentes e temperatura.

$$P_{Ed} = 1,50 \times DC + 1,20 \times TU \quad (3.42)$$

Strength V

Combinação de ações relativa à ação do veículo normal na estrutura com a ação do vento a uma velocidade igual a 24,6 m/s.

$$P_{Ed} = 1,25 \times DC + 1,35 \times (LL \times IM + BR) + 0,40 \times WS + 1,00 \times WL + 1,20 \times TU + \gamma_{TG} \times TG \quad (3.43)$$

Em que:

WL é a ação do vento no veículo.

Service I

Combinação de ações relativa ao uso da estrutura com um vento igual a 24,6 m/s e com todas as cargas em valores nominais. Esta combinação permite controlar alguns aspetos importantes em estruturas metálicas, nomeadamente a fadiga. Esta combinação também pode ser usada em estruturas de betão armado e em taludes.

$$P_{Ed} = 1,00 \times DC + 1,00 \times (LL \times IM + BR) + 0,30 \times WS + 1,00 \times WL + 1,20 \times TU + \gamma_{TG} \times TG \quad (3.44)$$

Service II

Combinação de ações que permite o controlar a cedência das estruturas de aço e as ligações da estrutura devido ação do veículo.

$$P_{Ed} = 1,00 \times DC + 1,30 \times (LL \times IM + BR) + 1,20 \times TU \quad (3.45)$$

3.2.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A necessidade da verificação da segurança da estrutura surge quando parte dos fatores que influenciam o seu comportamento não podem ser controlados de forma absoluta. Assim, a verificação da segurança torna-se uma medida preventiva e conservativa para todos os que a utilizam. No caso em estudo, a avaliação de segurança vai ser aplicada ao processo construtivo e ao comportamento dos materiais face às ações atuantes na estrutura.

3.2.5.1. Verificação do processo construtivo de acordo com o Trilateral Design Test and Code

O processo construtivo das pontes provisórias é composto por várias fases, nomeadamente a fase da construção, do lançamento, de serviço e da desmontagem. O documento Trilateral Design and Test Code define alguns parâmetros para as fases de construção, lançamento e desmontagem (Hornbeck *et al.*, 2005).

- Segurança ao derrube e à rotação

Segundo (Hornbeck *et al.*, 2005), a segurança ao derrube e a rotação é representada através de um fator de segurança mínimo de 1,20 durante o processo construtivo. Este fator deve incluir a força de impacto.

- Segurança à elevação e fixação

O equipamento de elevação deve cumprir a legislação civil e ter uma marcação da carga máxima de serviço. A aplicação deste equipamento é realizada sem restrições.

No que respeita aos olhais de elevação, estes devem cumprir a legislação civil ou militar e ter uma marcação da carga máxima de serviço, como o equipamento de elevação.

Relativamente aos pontos de elevação, estes devem ser majorados com fatores de segurança. Os valores destes fatores dependem do peso do equipamento e da combinação a que se encontram expostos (ver Quadro 3.26). Importa ainda mencionar que nestes estão incluídas as forças de inércia provocadas pela aceleração (Hornbeck *et al.*, 2005).

Quadro 3.26 Dimensionamento dos pontos de elevação

Peso do equipamento (P)	Fator de segurança	
	Carga de serviço	Carga última
230 kg < P ≤ 9080 kg Ou 0,25 tons < P ≤ 10 tons	3,2	4,8
P > 9080 kg Ou P > 10 tons	2,3	3,45

Em relação aos cabos/fitas de elevação, estes devem ser dimensionados com um fator de segurança mínimo de 3 em relação à força de rotura.

No que concerne aos acessórios de amarração, estes devem possuir fatores de segurança mínimos diferentes para as cargas de serviço e última. Deste modo, na carga de serviço o valor do coeficiente de segurança é igual a 4 para travamento na direção longitudinal, a 2 para travamento na direção vertical e 1,5 para travamento na direção horizontal. Já na carga última, o valor do coeficiente de segurança é 1,5 vezes o valor aplicado na carga de serviço (Hornbeck *et al.*, 2005).

- Segurança durante o transporte aéreo

Como foi referido no capítulo 2, algumas das pontes provisórias permitem que o seu transporte seja concretizado pelo ar. No entanto, para que tal seja possível, é necessário que as pontes provisórias obedeçam alguns requisitos de segurança.

No caso de o transporte aéreo ser o avião, este deve dispor de pontos com uma resistência última de 4,0g na direção longitudinal, 1,5g na horizontal e 2,0g na vertical. A carga de rutura das correntes utilizadas no transporte do equipamento é igual 44,50 kN.

No entanto, o transporte aéreo também pode ser realizado através de um helicóptero e neste caso, o número de pontos utilizados na elevação da ponte é relevante. Então se a elevação da ponte for efetivada através de um ponto a resistência última é igual a 4,3g, mas se esta for realizada através de dois pontos a resistência última altera para 2,2g, sendo possível uma outra hipótese, a utilização de quatro pontos em que a resistência diminui para 1,25g. O cenário ideal para o transporte do equipamento, via helicóptero, é a utilização dos quatro pontos o mais afastados possível do centro da gravidade. O ângulo das cordas/correntes utilizadas não deve ultrapassar os 120° entre si (Hornbeck *et al.*, 2005).

3.2.5.2. Verificação da estrutura em serviço de acordo com o Trilateral Design Test and Code

O documento Trilateral Design Test and Code permite verificar os esforços de flexão ou tração nos elementos da ponte através da seguinte condição:

$$\sigma_{Ed} \leq \frac{f_u}{1,5} \quad \text{ou} \quad \sigma_{Ed} \leq \frac{f_{yd}}{1,33} \quad (3.46)$$

Em que:

σ_{Ed} é a tensão de flexão ou tração atuante;

f_u é a tensão de rutura do material;

f_{yd} é a tensão de cedência do material.

A tensão de flexão ou tração é determinada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{Ed} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \times \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \times \tau^2} \quad (3.47)$$

Em que:

σ_x é a tensão na direção x (normal);

σ_y é a tensão na direção y;

τ é a tensão de corte.

Em relação aos esforços de corte nos elementos da estrutura, este documento define a seguinte condição:

$$\tau_{Ed} \leq f_u \times 0,4 \quad \text{ou} \quad \tau_{Ed} \leq \frac{f_{yd}}{1,33} \times 0,6 \quad (3.48)$$

Em que:

τ_{Ed} é a tensão de corte atuante.

Relativamente à tensão de contacto, o documento permite a verificação através da seguinte condição:

$$\sigma_{Ed} \leq \frac{f_u}{1,5} \times 1,33 \quad \text{ou} \quad \sigma_{Ed} \leq f_{yd} \quad (3.49)$$

Em que:

σ_{Ed} é a tensão de contacto atuante, determinada através da expressão 3.47.

No caso de encurvadura dos elementos da estrutura, o documento Trilateral Design Test and Code aplica a condição indicada de seguida para verificar a sua resistência:

$$\sigma_{Ed} \leq \frac{\sigma_b}{1,5} \quad (3.50)$$

Em que:

σ_{Ed} é a tensão axial atuante, determinada através da expressão 3.47;

σ_b é a tensão limite de encurvadura.

Para a determinação da tensão limite de encurvadura foi usado o seguinte critério:

$$\sigma_b = \frac{F}{A} \quad (3.51)$$

Em que:

F é a máxima força vertical ou força crítica;

A é a secção transversal do perfil.

A máxima força vertical é determinada pela seguinte expressão:

$$F = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(K \times L)^2} \quad (3.52)$$

Em que:

E é o módulo de Elasticidade;

I é o momento de inércia da secção;

L é o comprimento da barra;

K é o fator aplicado ao comprimento da barra. O seu valor depende das condições de apoio da barra. No caso de as duas extremidades da barra serem livres à rotação, o valor de k é igual a 1, caso contrário o valor de k é igual a 0,5. Se uma das extremidades permitir a rotação e a outra extremidade não, k é igual a 0,7071. Por fim, k pode ser igual a 2 se uma das extremidades for fixa e a outra extremidade permitir uma movimentação lateral (consola).

Segundo o documento Trilateral Design and Test Code, a deformação não se encontra limitada, mas deve ser considerada quando influencia a distribuição da carga, isto é, quando afeta o ajuste ou alinhamento da ponte (ou compromete a sua montagem) e no uso do equipamento.

3.2.5.3. Verificação da estrutura em serviço de acordo com o Eurocódigo 3

Na verificação da resistência dos elementos da estrutura são empregues as combinações do Estado Limite de Utilização (ULS), mas quando se verifica a deformada deve-se aplicar as combinações do Estado Limite de Utilização (SLS).

A resistência da secção transversal à tração pode ser determinada de acordo com a expressão 6.5 e 6.6 do Eurocódigo 3. A condição que se apresenta a seguir é a relação entre essas duas expressões do Eurocódigo 3.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow N_{Ed} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.53)$$

Em que:

N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{t,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração;

A é área de uma secção transversal;

f_y é tensão de cedência;

γ_{M0} é coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.

A resistência da secção transversal ao esforço transversal é quantificada pelo cálculo plástico e pelo cálculo elástico. No caso de cálculo plástico, o esforço transversal é determinado segundo as expressões 6.17 e 6.18 do Eurocódigo 3. A condição que se expõe seguidamente é a relação entre essas duas expressões presentes no Eurocódigo 3.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow V_{Ed} \leq \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad (3.54)$$

Em que:

V_{Ed} é o valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço transversal resistente;

A_v é a área resistente ao esforço transversal.

No caso do cálculo elástico, a resistência da secção é verificada através da expressão 6.19 do Eurocódigo 3, sendo esta:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3} \times \gamma_{M0})} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{V_{Ed} \times S}{I \times t} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad (3.55)$$

Em que:

τ_{Ed} é a tensão tangencial;

S é o momento estático, relativamente ao eixo principal da secção, da parte da secção transversal situada entre o ponto considerado e a fronteira da secção;

I é o momento de inércia da totalidade da secção transversal;

t é a espessura da secção no ponto considerado.

As expressões 6.61 e 6.62 do Eurocódigo 3 permitem verificar a resistência dos elementos uniformes em flexão composta com compressão à encurvadura. No entanto estas também permitem a verificação da resistência dos elementos uniformes comprimidos e da resistência dos elementos uniformes em flexão. Desta maneira, as fórmulas são:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.56)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.57)$$

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são os valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;

$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ são os momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro;

χ_y e χ_z são os coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

χ_{LT} é o coeficiente de redução para a encurvadura lateral;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} são os fatores de interação.

Em relação à deformação, o Eurocódigo 3 apresenta um limite de deformação máxima vertical para estruturas do tipo edifícios. Como a estrutura abordada é uma ponte com aplicação de cargas rodoviárias, este limite não é o mais adequado. Para esta norma, aplicou-se o limite de deformação máxima vertical apresentado na norma AASHTO, sendo este dado pela seguinte expressão:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{800} \quad (3.58)$$

Por interpretação da norma, pode concluir que para o limite de deformação definido acima deveria aplicar só as cargas rodoviárias através da combinação frequente.

3.2.5.4. Verificação da estrutura em serviço de acordo com o AASHTO

A resistência do elemento à tração pode ser determinada de acordo com a seguinte condição:

$$P_u \leq P_r \quad (3.59)$$

Em que:

P_u é o valor de cálculo do esforço de tração atuante;

P_r é o valor de cálculo do esforço de tração resistente.

A expressão do esforço de tração resistente é quantificada segundo duas expressões da norma AASHTO, particularmente a 6.8.2.1-1 e a 6.8.2.1-2. O valor do esforço de tração resistente deve ser o menor estimado a partir das seguintes expressões:

$$P_r = \phi_y \times P_{ny} = \phi_y \times F_y \times A_g \quad (3.60)$$

$$P_r = \phi_u \times P_{nu} = \phi_u \times F_u \times A_n \times U \quad (3.61)$$

Em que:

ϕ_y é o fator resistente para elementos tracionados em cedência, valor igual a 0,95;

P_{ny} é o valor de cálculo da ação de tração nominal de cedência na secção bruta;

F_y é a tensão mínima de cedência;

A_g é a secção bruta do elemento;

ϕ_u é o fator resistente para elementos tracionados em rotura, valor igual a 0,8;

P_{nu} é o valor de cálculo da ação da ação de tração nominal de rotura na secção útil;

F_u é a tensão mínima de resistência;

A_n é a secção útil do elemento;

U é o fator de redução.

A resistência do elemento ao esforço transversal é obtida através da expressão 6.10.9.1-1 da norma AASHTO. A condição referida é:

$$V_u \leq \phi_c \times V_n \quad (3.62)$$

Em que:

V_u é o valor de cálculo do esforço transversal atuante;

ϕ_c é o fator resistente ao esforço transversal, valor igual a 1,0;

V_n é o valor de cálculo do esforço transversal resistente.

Para as almas sem reforço transversal, a resistência ao esforço transversal é quantificada, tendo em consideração três expressões da AASHTO, nomeadamente 6.10.9.2-1, 6.10.9.3-1 e 6.10.9.2-2. A formulação que se evidencia a seguir é a relação entre essas três expressões da AASHTO.

$$V_n = V_{cr} = C \times V_p = C \times 0,58 \times F_{yw} \times D \times t_w \quad (3.63)$$

Em que:

V_{cr} é o valor de cálculo da resistência do esforço transversal – encurvadura;

C é o rácio entre a resistência da encurvadura ao esforço transversal e a resistência de cedência do esforço transversal;

V_p é o valor de cálculo do esforço transversal plástico;

F_{yw} é a tensão mínima de cedência da alma;

D é a altura da alma;

t_w é espessura da alma.

Para as almas interiores com reforço transversal, a resistência ao esforço transversal é estimada através de duas expressões da AASHTO, designadamente 6.10.9.3.2-2 e 6.10.9.3.2-8.

No caso de $\frac{2 \times D \times t_w}{(b_{fc} \times t_{fc} + b_{ft} \times t_{ft})} \leq 2,5$, a fórmula do esforço transversal resistente é (V_n) é a seguinte:

$$V_n = V_p \times \left[C + \frac{0,87 \times (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] \quad (3.64)$$

Caso contrário, a expressão do esforço transversal resistente é (V_n) a aplicar é:

$$V_n = V_p \times \left[C + \frac{0,87 \times (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2 + \frac{d_0}{D}}} \right] \quad (3.65)$$

Em que:

b_{fc} é a largura total do banzo comprimido;

t_{fc} é a espessura do banzo comprimido;

b_{ft} é a largura total do banzo tracionado;

t_{ft} é a espessura do banzo tracionado;

d_0 é espaçamento do reforço transversal.

A fórmula para a verificação da resistência dos elementos à encurvadura por flexão é apresentada através da seguinte expressão:

$$P_u < \phi \times P_n \quad (3.66)$$

Em que:

P_u é o valor de cálculo do esforço de axial atuante;

P_n é valor de cálculo do esforço resistente à compressão.

No caso de $\frac{P_e}{P_o} \geq 0,44$, ao valor do esforço transversal é determinado pela expressão 6.9.4.1.1-1 na norma AASHTO, que é:

$$P_n = \left[0,658^{\left(\frac{P_e}{P_o}\right)} \right] \times P_o \quad (3.67)$$

Por oposição, a norma AASHTO apresenta a expressão e 6.9.4.1.1-2:

$$P_n = 0,877 \times P_e \quad (3.68)$$

Em que:

P_e é o esforço crítico elástico resistente à encurvadura;

P_o é o esforço resistente de cedência nominal equivalente.

O esforço resistente de cedência nominal (P_o) é calculado pela seguinte fórmula:

$$P_o = Q \times F_y \times A_g \quad (3.69)$$

Em que:

Q é o fator de redução de esbelteza

A resistência à encurvadura por flexão é determinado segundo a expressão 6.9.4.1.2-1 da norma AASHTO. A expressão é a seguinte:

$$P_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K \times l}{r_s}\right)^2} \times A_g \quad (3.70)$$

Em que:

K é fator do comprimento efetivo no plano da encurvadura;

l é comprimento no plano da encurvadura;

r_s é raio de giração em relação ao eixo perpendicular ao plano da encurvadura.

Tal como já foi referido (ver ponto 3.2.5.3), o limite de deformação máxima vertical aparece definido na norma AASHTO com a seguinte expressão:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{800} \quad (3.71)$$

Para este limite de deformação, a norma AASHTO considera só a aplicação de cargas rodoviárias. Sendo assim, cheguei à conclusão que a combinação a considerar na verificação da deformação deveria ser a Service II.

4

CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

O capítulo 4 apresenta uma ponte metálica provisória com um vão de 80 metros cujo objetivo é dimensioná-la de acordo com a legislação em vigor.

Numa primeira fase, é idealizada então, a estrutura através de uma modelação num programa de cálculo.

Numa segunda fase, são quantificadas as ações descritas no subcapítulo 3.2.3 e, posteriormente, estas são combinadas de acordo com o documento técnico ou normativo utilizado.

Por fim, o subcapítulo 4.4 analisa toda a estrutura através de dois estudos. O primeiro estudo consiste na aplicação e análise dos vários documentos técnicos e normativos abordados neste trabalho. O segundo estudo analisa a relevância da aplicação do pré-esforço orgânico (OPS).

4.2. MODELAÇÃO

Uma das dificuldades enfrentadas pelos engenheiros consiste na determinação de esforços instalados na estrutura a dimensionar. Como solução, surgiram alguns programas de cálculo automático, nomeadamente ROBOT, SAP, ANSYS, entre outros, que permitem a realização de uma modelação da estrutura e uma análise estrutural. No caso de estudo, opto pelo programa ROBOT.

Através do programa de cálculo automático ROBOT, foi possível elaborar um modelo 3D da ponte provisória metálica. O principal objetivo deste modelo é descrever o comportamento da estrutura face às ações aplicadas. No entanto, é de salientar que o modelo é só uma representação da estrutura e não a realidade.

As próximas 4 figuras apresentam as várias projeções do modelo 3D da ponte provisória.

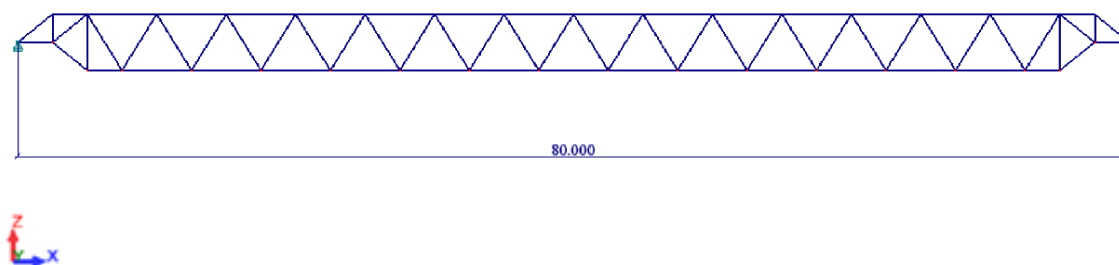


Figura 4.1 Alçado lateral do modelo da ponte provisória metálica

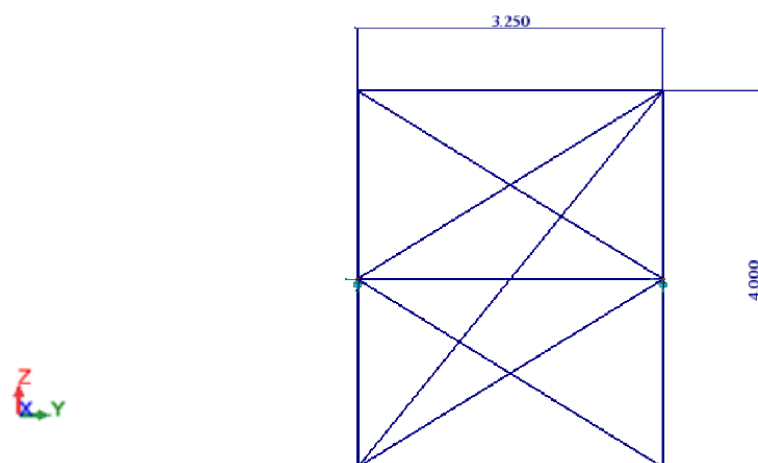


Figura 4.2 Alçado posterior do modelo da ponte provisória metálica

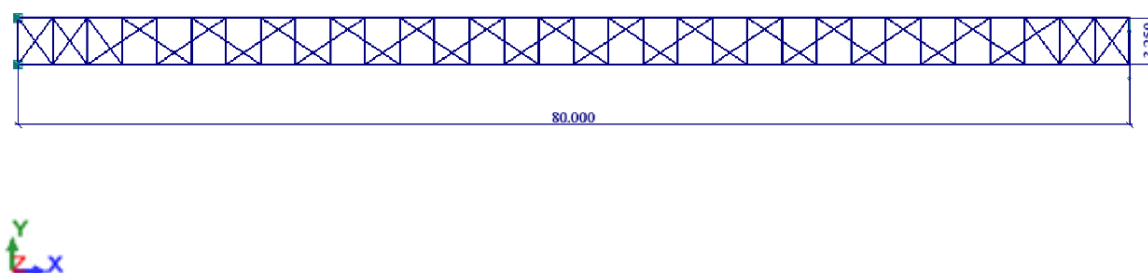


Figura 4.3 Vista superior do modelo da ponte provisória metálica

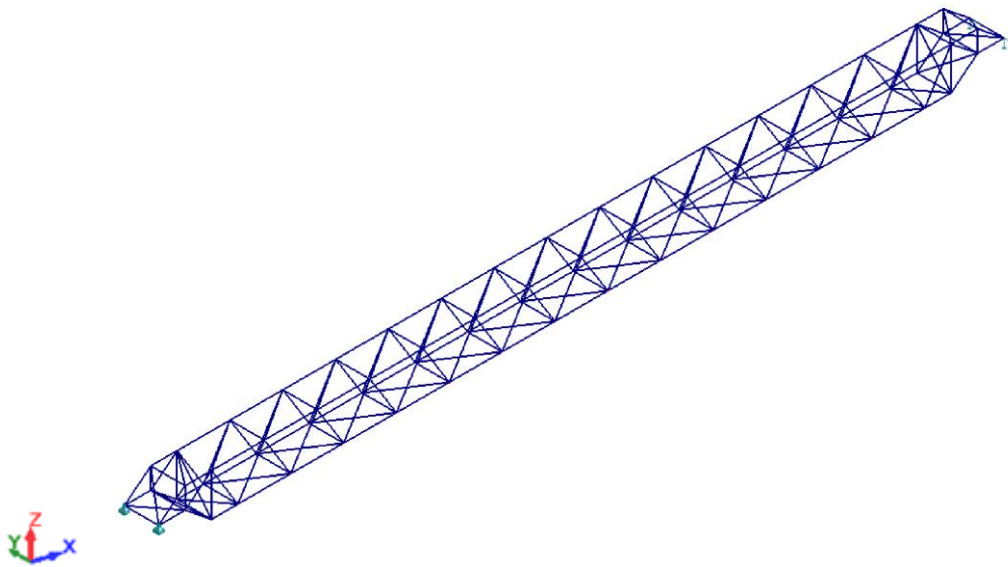


Figura 4.4 Vista em 3D do modelo da ponte provisória metálica

4.3. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

No capítulo 3, foram apresentadas todas as ações, a serem consideradas, no dimensionamento da ponte provisória metálica. Este subcapítulo vai consistir na quantificação das mesmas, através dos métodos apresentados pelos documentos normativos e técnicos.

4.3.1. QUANTIFICAÇÃO DO PESO PRÓPRIO

O peso próprio da ponte metálica consiste no peso de todos os elementos que a constituem. A este peso incluiu-se ainda o peso das ligações através de um coeficiente de majoração com o valor igual a 1,15.

A ação do peso próprio pode ser determinada analiticamente, através do peso específico do elemento e da sua área ou através do programa de cálculo, ROBOT.

No caso de ser calculado analiticamente, o valor do peso do aço é igual a 77 kN/m^3 .

4.3.2. QUANTIFICAÇÃO DO REVESTIMENTO

No presente caso, considerou-se que o tabuleiro iria ser revestido por um material de peso reduzido e fácil colocação. O material aplicado na ponte foram painéis extrudidos de alumínio.

O sistema de montagem dos painéis extrudidos é do tipo “persiana” envolvendo a colocação de guinchos e placas PTFE. Os guinchos localizam-se no lado oposto à posição dos painéis e as placas PTFE localizam-se em cima das cordas superiores da ponte (ilustrado na Figura 4.5). Resumindo, o processo de montagem consiste em encaixar os painéis entre si e puxá-los através dos guinchos, enquanto as placas PTFE permitem o deslizamento dos painéis sobre elas.

O valor do peso destes painéis é igual a $0,6 \text{ kN/m}^2$. Contudo, a este peso incluiu-se ainda o peso de ligações e acessórios através de um coeficiente de majoração igual a 1,25.

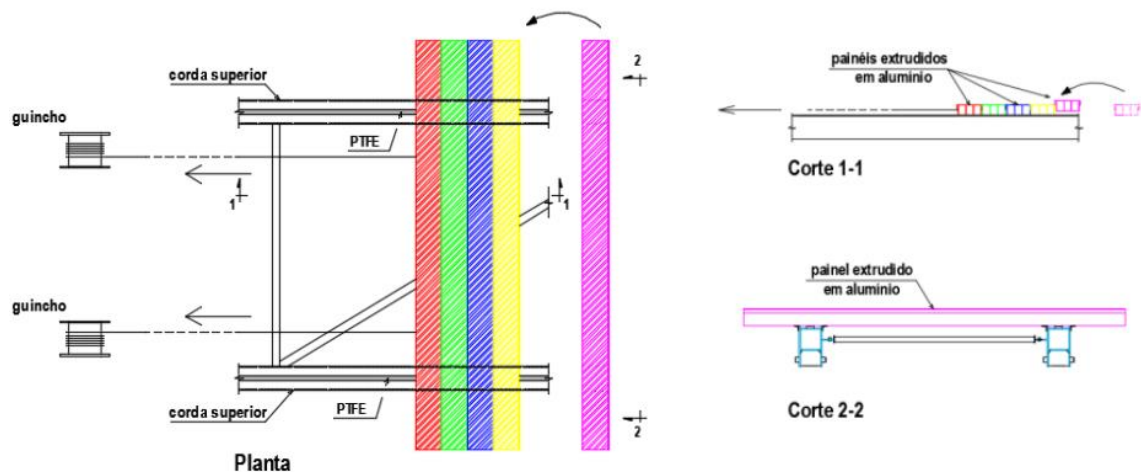


Figura 4.5 Plataforma da ponte constituída por painéis extrudidos de alumínio (André, 2016)

4.3.3. QUANTIFICAÇÃO DAS RESTANTES CARGAS PERMANENTES

Além do peso próprio da estrutura e dos revestimentos, são quantificadas ações de alguns elementos secundários, designadamente, guardas e guarda-rodas. O valor considerado é igual a 1 kN/m, aplicado ao longo das extremidades do tabuleiro.

O valor resultante das restantes cargas permanentes (revestimentos, guardas e guarda-rodas) é igual a 431,25 kN.

4.3.4. QUANTIFICAÇÃO DA CARGA RODOVIÁRIA

A ação da carga rodoviária não precisa de ser quantificada visto que, no capítulo 3, são apresentadas todas as forças necessárias a aplicar no programa de cálculo. Porém, é apresentado um resumo sobre as cargas utilizadas por cada documento normativo e técnico.

O Eurocódigo 1 apresenta 4 modelos de carga, designadamente, o modelo de carga 1 (LM1), o modelo de carga 2 (LM2), o modelo de carga 3 (LM3) e o modelo de carga 4 (LM4). Neste caso de estudo, vão ser aplicados todos os modelos de carga, com a exceção de que no modelo de carga 3 só vai ser aplicada a carga do veículo especial 1200. Este veículo especial 1200 consiste em 6 cargas por eixo, com o valor de 200 kN, e estas encontram-se espaçadas por 1,50 metros no sentido longitudinal, visível na Figura 4.6.

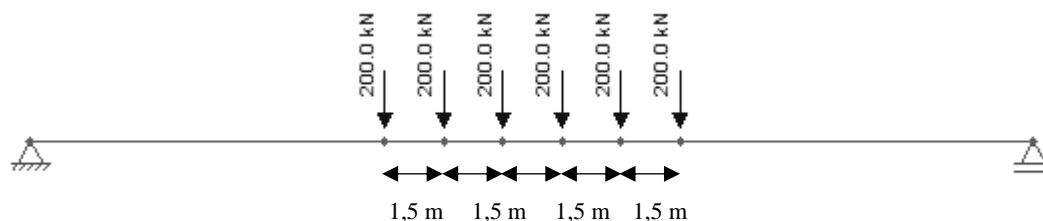


Figura 4.6 Modelo de carga do veículo especial 1200

Os valores resultantes das cargas do LM1, LM2, LM3 (veículo especial 1200) e LM4 são 2625 kN, 400 kN, 1200 kN e 1875 kN, respetivamente.

Relativamente à norma AAHSTO, optou-se por aplicar a carga rodoviária do modelo de carga HL-93 e HS25. O modelo de carga HL-93 já se encontra definido no subcapítulo 3.2.3.4, através das seguintes combinações:

- Combinação 1: Carga Camião + Carga da Via
- Combinação 2: Carga Tandem + Carga da Via

Quanto ao modelo de carga HS25, este vai ser igual ao modelo do HL-93 diferindo apenas nos valores das cargas, em que sofre um aumento de 25% em todas estas. É importante salientar que, a estas cargas são aplicados alguns fatores, nomeadamente, o fator dinâmico e o de múltipla presença.

No modelo HL-93, os valores resultantes das cargas da combinação 1 e combinação 2 sem a aplicação dos fatores são iguais a 1017,70 kN e 920,10 kN, respetivamente.

Em relação ao HS25, os valores resultantes das cargas da combinação 1 e combinação 2 sem a aplicação dos fatores são iguais a 1272,13 kN e 1150,13 kN, respetivamente.

Os documentos Trilateral Design and Test Code e o STANAG 2021 apresentam muitos modelos de carga mas, para o presente caso de estudo, só se considerou a classe de carga militar MLC120. A Figura 4.7 ilustra o tipo de veículo aplicado no caso de estudo.

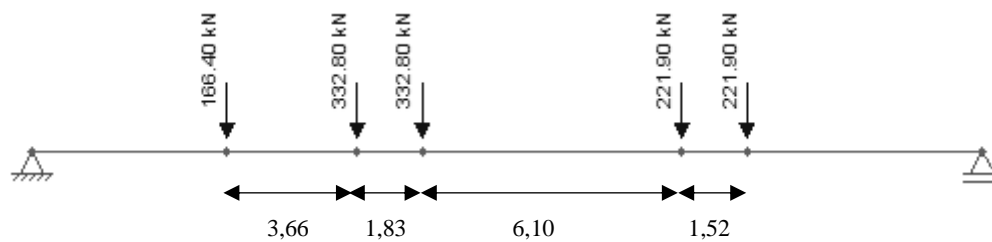


Figura 4.7 Veículo de rodas com uma classe de carga igual a MLC 120

O valor resultante da carga do veículo de rodas com uma classe de carga igual a MLC 120 é de 1275,8 kN.

Esta ação foi aplicada em duas posições diferentes, no tramo inicial (antes dos 25 m) e no tramo central da ponte (40 m). As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam essas duas posições.

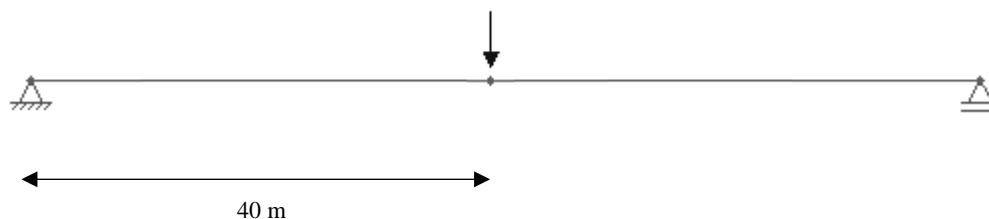


Figura 4.8 Ação aplicada no tramo central da ponte (Caso 1)



Figura 4.9 Ação aplicada no tramo inicial da ponte (Caso 2)

4.3.5. QUANTIFICAÇÃO DA FORÇA DA FRENAGEM

4.3.5.1. Segundo o Eurocódigo 1

Substituindo todas as incógnitas, obtém-se o seguinte valor:

$$Q_{lk} = 0,6 \times 1,0 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 1,0 \times 9,0 \times 3,0 \times 80 = 576 \text{ kN} \quad (4.1)$$

4.3.5.2. Segundo a AASHTO

Como foi apresentado no ponto 3.2.3.5, esta norma considera o estudo de quatro casos com o objetivo de aplicar o mais desfavorável.

Caso 1 – 25% da Carga do Camião

$$HL93 \rightarrow 0,25 \times (35,6 + 142,3 \times 2) = 80,1 \text{ kN} \quad (4.2)$$

$$HS25 \rightarrow 0,25 \times [1,25 \times (35,6 + 142,3 \times 2)] = 100,1 \text{ kN} \quad (4.3)$$

Caso 2 – 25% da Carga Tandem

$$HL93 \rightarrow 0,25 \times (111,3 \times 2) = 55,7 \text{ kN} \quad (4.4)$$

$$HS25 \rightarrow 0,25 \times [1,25 \times (111,3 \times 2)] = 69,6 \text{ kN} \quad (4.5)$$

Caso 3 – 5% da (Carga do Camião + Carga da Via)

$$HL93 \rightarrow 0,05 \times (35,6 + 142,3 \times 2 + 9,3 \times 80) = 53,2 \text{ kN} \quad (4.6)$$

$$HS25 \rightarrow 0,05 \times [1,25 \times (35,6 + 142,3 \times 2 + 9,3 \times 80)] = 66,5 \text{ kN} \quad (4.7)$$

Caso 4 – 5% da (Carga Tandem + Carga da Via)

$$HL93 \rightarrow 0,05 \times (111,3 \times 2 + 9,3 \times 80) = 48,3 \text{ kN} \quad (4.8)$$

$$HS25 \rightarrow 0,05 \times [1,25 \times (111,3 \times 2 + 9,3 \times 80)] = 60,4 \text{ kN} \quad (4.9)$$

Neste estudo, verificou-se que, o caso 1 é o caso mais condicionante nas duas cargas rodoviárias, uma vez que possui o valor mais elevado, sendo assim o caso que deverá ser aplicado à estrutura.

4.3.5.3. Segundo o Trilateral Design Test na Code

Por fim, este documento aplica uma expressão em que o valor de frenagem varia mediante a quantidade de veículos na ponte. Então, os vários valores da força de frenagem são os seguintes:

$$1 \text{ Veículo de rodas} \rightarrow (160,2 + 320,4 \times 2 + 213,6 \times 2) \times 0,65 = 798,3 \text{ kN} \quad (4.10)$$

$$2 \text{ Veículos de rodas} \rightarrow (160,2 + 320,4 \times 2 + 213,6 \times 2) \times 0,90 = 1105,4 \text{ kN} \quad (4.11)$$

$$3 \text{ Veículos de rodas} \rightarrow (160,2 + 320,4 \times 2 + 213,6 \times 2) \times 1,15 = 1412,4 \text{ kN} \quad (4.12)$$

4.3.6. QUANTIFICAÇÃO DO VENTO

4.3.6.1. Segundo o Eurocódigo 1

Relativamente à ação do vento, foi necessário fazer algumas considerações, tais como:

- Zona: Zona A
 - $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$
- Categoria: Terreno II
 - $z_0 = 0,05 \text{ m}$
 - $z_0 = 0,05 \text{ m}$
 - $z_0 = 0,05 \text{ m}$
 - $z_0 = 0,05 \text{ m}$
- Altura até à ponte (H): 30 m
- Altura da ponte (h1): 4,00 m
- Altura da ponte + pavimento (h2): 4,30 m

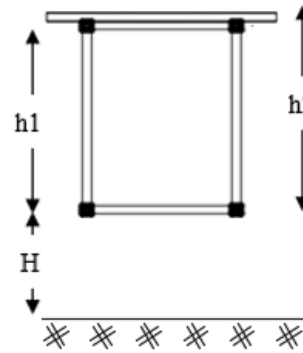


Figura 4.10 Definição das medidas da ponte (Adaptada de André, 2016)

➤ Pressão do vento

Como z é superior a 3 metros e inferior a 200 metros, as expressões a aplicar são as seguintes:

$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \times \ln\left(\frac{32,15}{0,05}\right)} = 0,1547 \quad (4.13)$$

$$v_b = 1,0 \times 1,0 \times 27 = 27 \text{ m/s} \quad (4.14)$$

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19 \quad (4.15)$$

$$c_r(z) = 0,19 \times \ln\left(\frac{32,15}{0,05}\right) = 1,229 \quad (4.16)$$

$$v_m(z) = 1,229 \times 1,0 \times 27 = 33,18 \text{ m/s} \quad (4.17)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,1547] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 33,18^2(z) = 1443 \text{ N/m}^2 \quad (4.18)$$

➤ Força do vento em estruturas treliçadas

$$\varphi = \frac{7700}{32000} = 0,241 \quad (4.19)$$

Este índice de cheios (φ) permite obter os valores dos coeficientes de força na treliça plana (Figura 3.11) e na treliça espacial (Figura 3.12).

$$\text{Treliça plana} \rightarrow c_{f,0} = 1,60$$

$$\text{Treliça espacial} \rightarrow c_{f,0} = 2,68$$

Na determinação da esbelteza, é necessário conhecer algumas medidas da estrutura, designadamente b , l e Z_g . Neste caso, b é igual a 4 metros, l igual a 80 metros e Z_g igual a 30 metros. Analisando o Quadro 3.10, concluiu-se que a ponte é do tipo 1, logo a esbelteza é o menor valor das seguintes expressões:

$$\lambda = \frac{1}{4} \times \frac{l}{b} = \frac{1}{4} \times \frac{80}{4} = 28 \quad (4.20)$$

$$\lambda = 70 \quad (4.21)$$

Através da Figura 3.13, torna-se possível quantificar o coeficiente de efeitos de extremidade (Ψ_λ), que neste caso assume o valor de 0,97.

Em treliças planas, o valor do coeficiente de força (c_f) é igual a 1,56.

Em treliças espaciais, o valor do coeficiente de força (c_f) é igual a 2,60.

$$F_{w,1} = 1,0 \times 1,56 \times 1,433 = 2,24 \text{ kN/m}^2 \quad (4.22)$$

$$F_{w,2} = 1,0 \times (2,60 - 1,56) \times 1,433 = 1,49 \text{ kN/m}^2 \quad (4.23)$$

A ação do vento $F_{w,1}$ atua num primeiro plano da estrutura, enquanto que, a ação do vento $F_{w,2}$ atua num segundo plano da estrutura (efeito de sombreamento). Esta ação é aplicada em barras horizontais e diagonais, no sentido transversal.

1º Plano ($F_{w,1}$)

$$\text{Barras com uma secção de } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rightarrow 2,24 \times 0,30 = 0,67 \text{ kN/m} \quad (4.24)$$

$$\text{Barras com uma secção de } 180 \times 180 \text{ mm}^2 \rightarrow 2,24 \times 0,18 = 0,40 \text{ kN/m} \quad (4.25)$$

2º Plano ($F_{w,2}$)

$$\text{Barras com uma secção de } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,49 \times 0,30 = 0,45 \text{ kN/m} \quad (4.26)$$

$$\text{Barras com uma secção de } 180 \times 180 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,49 \times 0,18 = 0,27 \text{ kN/m} \quad (4.27)$$

O valor resultante da carga do vento na direção x é igual a 286,29 kN.

➤ Força do vento na direção x com veículo

A Figura 3.16 possibilita determinar o valor do coeficiente de força em x ($c_{f0,x}$), mas, para isso, é necessário determinar a seguinte divisão:

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{5}{(4,30 + 2,00)} = 0,79 \quad (4.28)$$

Assim, o valor do coeficiente de força em x ($c_{f0,x}$) assume o valor de 2,3.

$$F_w = 1,0 \times 2,3 \times 1,433 = 3,30 \text{ kN/m}^2 \quad (4.29)$$

Esta força do vento é aplicada nos modelos de carga rodoviária 1. Este modelo possui um comprimento de 1,20 metros e uma altura de 2 metros (sendo esta última dimensão é definida pelo Eurocódigo 1 – parte 4). Esta ação é aplicada no sentido transversal da estrutura.

$$\text{LM 1} \rightarrow 3,30 \times (1,20 \times 2,00) = 7,92 \text{ kN} \quad (4.30)$$

$$\text{LM 3} \rightarrow 3,30 \times (7,50 \times 2,00) = 49,50 \text{ kN} \quad (4.31)$$

Os valores resultantes da carga do vento nos modelos de carga LM1 e LM3 são iguais a 7,92 kN e 49,50 kN, respetivamente.

➤ Força do vento na direção y

$$F_w = 0,5 \times 1,0 \times 2,60 \times 1,433 = 1,86 \text{ kN/m}^2 \quad (4.32)$$

Esta ação do vento é aplicada nas barras horizontais, verticais e diagonais, no sentido longitudinal.

$$\text{Barras com uma secção de } 100 \times 100 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,86 \times 0,10 = 0,19 \text{ kN/m} \quad (4.33)$$

$$\text{Barras com uma secção de } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,86 \times 0,30 = 0,56 \text{ kN/m} \quad (4.34)$$

$$\text{Barras com uma secção de diâmetro } 30 \text{ mm} \rightarrow 1,86 \times 0,03 = 0,06 \text{ kN/m} \quad (4.35)$$

O valor resultante da carga do vento na direção y é igual a 9,44 kN.

➤ Força do vento na direção z

Sendo 3,14 o valor do coeficiente de exposição (c_e), então:

$$F_w = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27^2 \times 3,14 \times (\pm 0,9) = 1288 \text{ N/m}^2 \approx \pm 1,29 \text{ kN/m}^2 \quad (4.36)$$

Esta força do vento é aplicada na direção z, no sentido ascendente e descendente de cada barra.

$$\text{Barras com uma secção de } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,29 \times 0,30 = 0,39 \text{ kN/m} \quad (4.37)$$

$$\text{Barras com uma secção de } 100 \times 100 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,29 \times 0,10 = 0,19 \text{ kN/m} \quad (4.38)$$

O valor resultante da carga do vento na direção z é igual a 77,01 kN.

4.3.6.2. Segundo a AASHTO

À semelhança do ponto 4.3.6.1, esta norma requer algumas considerações para quantificar esta ação, tais como:

- Categoria de terreno: Cidade;
- A velocidade do vento a uma altura de 9,14 metros acima do nível da água ou do baixo terreno (V_{30}) igual a 44,7 m/s;
- A altura da estrutura medida a 9,14 metros acima do nível da água ou do baixo terreno (Z) igual a 30 metros.

A ação do vento horizontal na estrutura é determinada com base nas seguintes expressões:

$$V_{DZ} = 2,5 \times 5,36 \times \left(\frac{44,7}{44,7} \right) \times \ln \left(\frac{30}{2,50} \right) = 33,3 \text{ m/s} \quad (4.39)$$

$$P_D = 2,394 \times \left(\frac{33,3}{44,7} \right)^2 = 1,33 \text{ kPa} \quad (4.40)$$

Esta pressão é aplicada em barras horizontais e diagonais de cada plano, no sentido transversal. No entanto, a ação do vento nas barras deve ter um mínimo de 4,38 kN/m, no 1º plano, e 2,19 kN/m, no 2º plano.

$$\text{Barras com uma secção de } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,33 \times 0,30 = 0,40 \text{ kN/m} < 4,38 \text{ kN/m} \quad (4.41)$$

$$\text{Barras com uma secção de } 180 \times 180 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,33 \times 0,18 = 0,24 \text{ kN/m} < 4,38 \text{ kN/m} \quad (4.42)$$

Relativamente à ação do vento na direção y, esta é aplicada em barras horizontais, verticais e diagonais, no sentido longitudinal. Esta ação tem o valor mínimo de 4,38 kN/m.

$$\text{Barras com uma secção de } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,33 \times 0,30 = 0,40 \text{ kN/m} < 4,38 \text{ kN/m} \quad (4.43)$$

$$\text{Barras com uma secção de } 180 \times 180 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,33 \times 0,18 = 0,24 \text{ kN/m} < 4,38 \text{ kN/m} \quad (4.44)$$

$$\text{Barras com uma secção de diâmetro } 30 \text{ mm} \rightarrow 1,33 \times 0,03 = 0,24 \text{ kN/m} < 4,38 \text{ kN/m} \quad (4.45)$$

Os valores resultantes da carga do vento na direção x e y são iguais a 2058,28 kN e 138,76 kN, respetivamente.

Em relação à ação do vento horizontal no veículo, a norma apresenta o valor de 1,459 kN/m, aplicado, segundo a Figura 3.21, na carga camião e na carga tandem.

$$\text{Carga camião} \rightarrow 1,459 \times 13,4 = 19,55 \text{ kN} \quad (4.46)$$

$$\text{Carga tandem} \rightarrow 1,459 \times 1,20 = 1,75 \text{ kN} \quad (4.47)$$

Os valores resultantes da ação do vento na carga camião e na carga tandem são iguais a 19,55 kN e 1,75 kN, respetivamente.

A ação do vento vertical na estrutura é determinada em função da pressão e a largura do tabuleiro. No presente caso, a faixa rodagem é igual a 5 metros.

$$0,958 \times 5 = 4,79 \text{ kN/m} \quad (4.48)$$

Esta ação é aplicada na direção z, no sentido ascendente e descendente de cada barra.

O valor resultante da carga do vento na direção z é igual a 359,25 kN.

4.3.6.3. Segundo o Trilateral Design and Test Code

Este documento técnico apresenta um quadro (Quadro 3.19) com a pressão do vento em função da sua velocidade. Esta pressão vai ser aplicada nos elementos da ponte e no veículo tipo.

Em relação à ação do vento na ponte, no sentido transversal:

$$\text{Barras com uma secção de } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,552 \times 0,30 = 0,17 \text{ kN/m} \quad (4.49)$$

$$\text{Barras com uma secção de } 180 \times 180 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,552 \times 0,18 = 0,099 \text{ kN/m} \quad (4.50)$$

Relativamente à ação do vento na ponte, no sentido longitudinal:

$$\text{Barras com uma secção de } 100 \times 100 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,552 \times 0,10 = 0,055 \text{ kN/m} \quad (4.51)$$

$$\text{Barras com uma secção de } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,552 \times 0,30 = 0,17 \text{ kN/m} \quad (4.52)$$

$$\text{Barras com uma secção de diâmetro } 30 \text{ mm} \rightarrow 0,552 \times 0,03 = 0,017 \text{ kN/m} \quad (4.53)$$

Os valores resultantes da carga do vento na direção x e y são iguais a 41,16 kN e 2,81 kN, respetivamente.

Esta ação também é aplicada no veículo tipo, MLC120:

$$\text{MLC 120} \rightarrow 0,245 \times (13,11 \times 4,00) = 12,85 \text{ kN} \quad (4.54)$$

O valor resultante da carga do vento aplicada no veículo tipo MLC 120 é igual a 12,85 kN.

4.3.7. QUANTIFICAÇÃO DO GELO, NEVE E LAMA

De acordo com o documento Trilateral Design and Test Code, só uma destas duas ações é aplicada na estrutura. Desta maneira, a ação que deve ser aplicada é a da lama, dado que, o seu valor é superior ao valor da ação do gelo e da neve. A esta ação foi ainda aplicada um fator de impacto definido no Quadro 3.20.

O valor resultante da carga da lama é igual a 281,25 kN.

4.3.8. QUANTIFICAÇÃO DA TEMPERATURA

O efeito da ação da temperatura deve ser considerado, uma vez que, as variações de temperatura podem provocar a alteração de volume do material e, por consequência, originar novos esforços na estrutura. Porém, a ponte em estudo é uma estrutura isostática, isto significa que, as suas condições de apoio permitem que a estrutura se deforme livremente sem gerar novos esforços. Por este motivo, esta ação não será quantificada.

4.4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Após a modelação da ponte no programa de cálculo, foi necessário definir as secções e o tipo de material a dispor em cada um dos elementos da ponte. No presente caso de estudo, as secções definidas são iguais as secções do modelo de uma ponte metálica provisória com pré-esforço orgânico (OPS), ilustrado na Figura 4.11 e na Figura 4.12. O estudo desta ponte provisória com OPS é apresentado na dissertação do engenheiro António André (André, 2016).

Os pontos 4.4.2, 4.4.3 e 4.4.4 apresentam uma análise estrutural de acordo com os documentos normativos e técnicos explorados no capítulo 3. Neste estudo, optou-se por um aço do tipo S355.

Relativamente ao subcapítulo 4.4.5, apresenta-se outra análise estrutural, com o objetivo de comparar o peso e a deformação do caso em estudo, ao peso e à deformação de uma ponte em que é aplicado pré-esforço orgânico (OPS). Neste ponto optou-se por um aço do tipo S460, uma vez que, a ponte em que é aplicado o OPS tem esse tipo de material.

É importante referir que, neste subcapítulo, não foi efetuada nenhuma análise não linear geométrica ou de fadiga à estrutura.

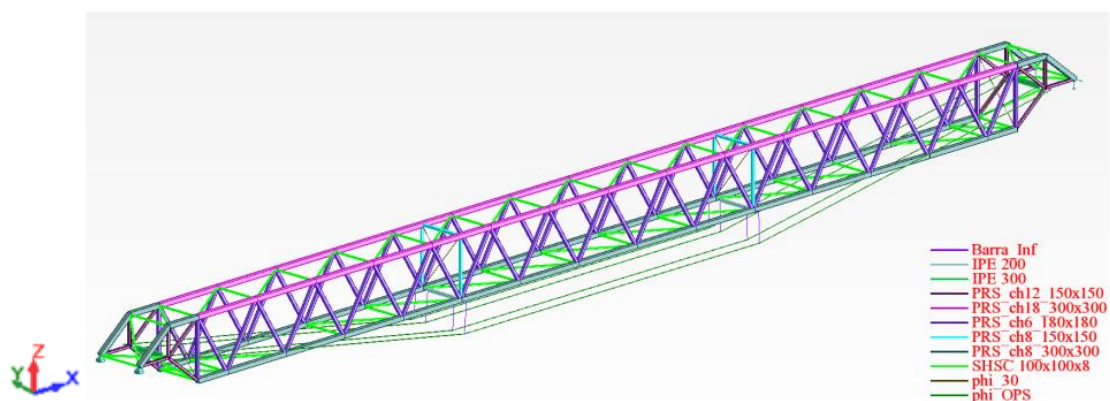


Figura 4.11 Modelo da ponte provisória com OPS com a identificação das secções (André, 2016)

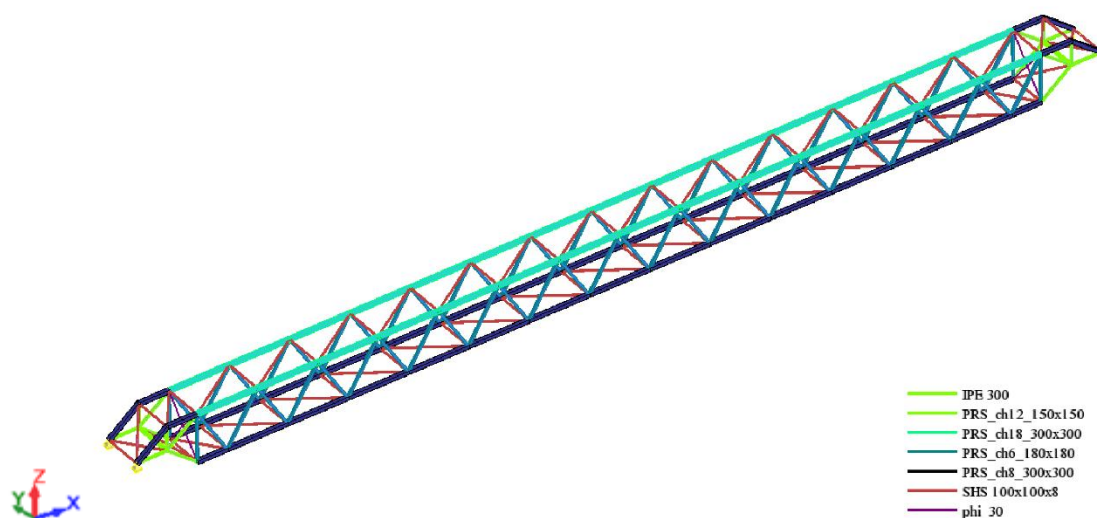


Figura 4.12 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções

4.4.1. IDENTIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

4.4.1.1. IPE

A Figura 4.13 apresenta a secção do perfil IPE 300 aplicado na ponte metálica provisória com a identificação das suas dimensões.

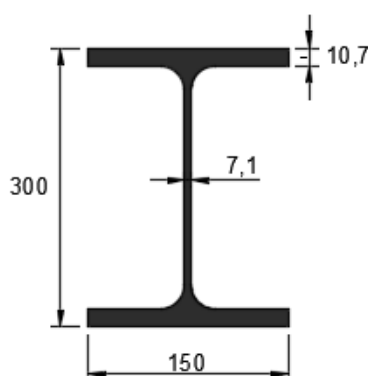


Figura 4.13 Perfil do tipo IPE 300 com a identificação das suas dimensões

4.4.1.2. PRS

O modelo da ponte metálica provisória utiliza quatro perfis do tipo PRS (perfis reconstituídos soldados), designados por PRS_ch6_180x180, PRS_ch8_300x300, PRS_ch12_150x150 e PRS_ch18_300x300.

Para uma melhor interpretação, a Figura 4.14 apresenta um perfil tipo PRS com a identificação de todas as dimensões através de letras e o Quadro 4.1 relaciona todos as letras com as dimensões de cada perfil PRS utilizado na ponte.

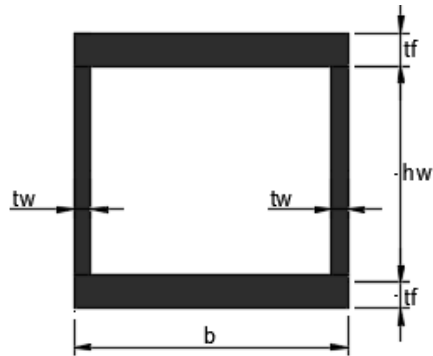


Figura 4.14 Perfil do tipo PRS com a identificação das suas dimensões

Quadro 4.1 Dimensões dos diferentes perfis do tipo PRS

PRS	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	hw (mm)
PRS_ch6_180x180	180	6	6	168
PRS_ch8_300x300	300	8	8	284
PRS_ch12_150x150	150	12	12	126
PRS_ch18_300x300	300	18	18	264

As chapas aplicadas nestes perfis reconstituídos soldados são laminadas a quente e encontram-se expostas num catálogo da empresa J. Soares Correia. Salienta-se ainda que, as mesmas estão de acordo com as normas EN 10025, EN 10051, NP EN 10029 EN 10204 (Correia, 2016).

4.4.1.3. SHS

O perfil SHS também é utilizado na ponte metálica provisória e, tal como o IPE 300, só é aplicado um perfil deste tipo. A Figura 4.15 ilustra a secção do perfil e identifica as suas dimensões.

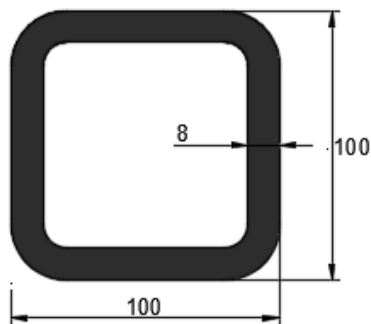


Figura 4.15 Perfil do tipo SHS_100x100x8 com a identificação das suas dimensões

4.4.1.4. Perfil circular

Tal como os perfis anteriores, o perfil circular é aplicado na ponte metálica provisória. A Figura 4.16 apresenta a secção e identifica a dimensão do seu diâmetro.

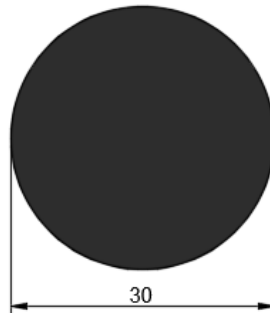


Figura 4.16 Perfil do tipo Phi_30 com a identificação das suas dimensões

4.4.2. VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 3

O programa de cálculo ROBOT permite verificar a resistência de todos os elementos da ponte, segundo o documento normativo Eurocódigo 3, mas, antes de se iniciar esta análise, é necessário combinar todas as ações do ponto 4.3. No Anexo II, apresentam-se todas as combinações relacionadas com o estado limite último (ULS) e o estado limite de utilização (SLS). Para a verificação da resistência das secções, são aplicadas as combinações de estado limite último (ULS), mas, para a verificação da deformação são utilizadas as combinações de estado limite de utilização (SLS).

A Figura 4.17 ilustra o modelo da ponte metálica provisória com alguns elementos representados pela cor amarela. Esses elementos correspondem àqueles que não verificam a segurança em relação ao estado limite último (ULS).

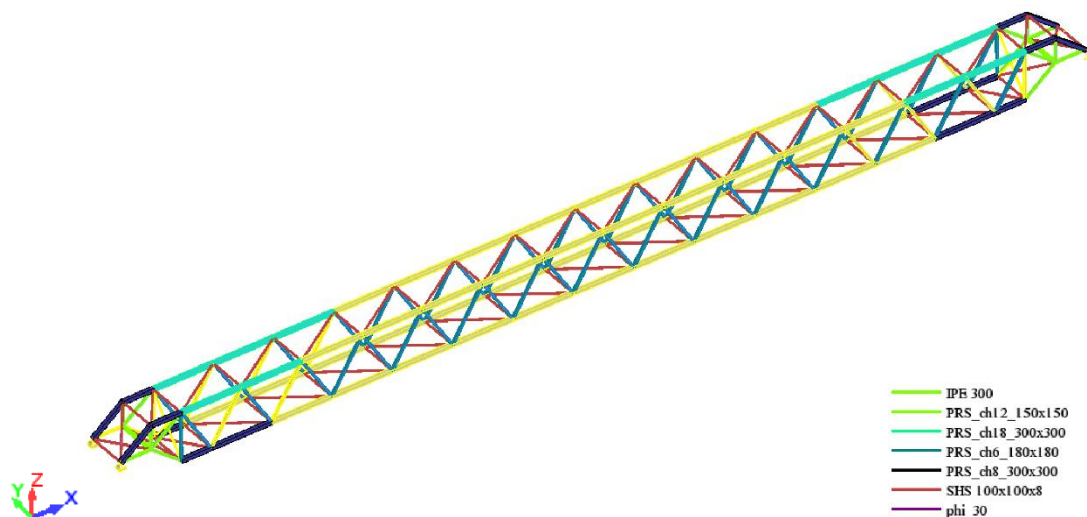


Figura 4.17 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3

De seguida, é elaborado um estudo mais pormenorizado de todos os tipos de secções utilizados na estrutura, com o principal objetivo de entender o motivo pelo qual estes perfis não verificam.

4.4.2.1. IPE

O perfil do tipo IPE 300, definido na ponte provisória com OPS, verifica a segurança. Contudo, existe a possibilidade otimizar esta solução utilizando um perfil menos resistente (rácio inferior a 1).

4.4.2.2. PRS

Segundo o programa de cálculo ROBOT e, de acordo com o documento normativo Eurocódigo 3, o perfil PRS_ch6_180x180 não valida 12 elementos, visível na Figura 4.18.

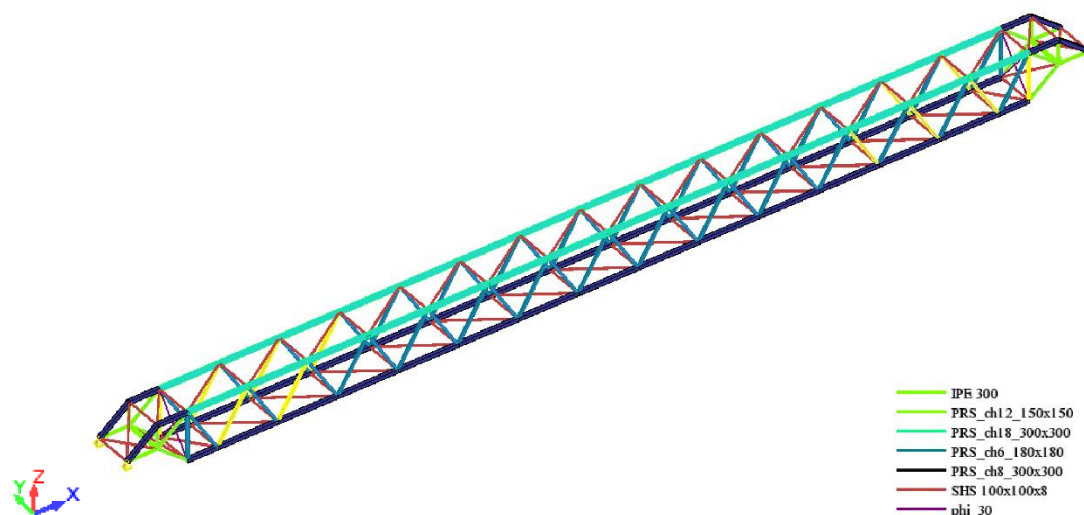


Figura 4.18 Modelo da ponte provisória com a identificação das seções do tipo PRS_ch6_180x180 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3

Quadro 4.2 Quadro resumo de todos os elementos de seção PRS_ch6_180x180 que não verificaram a segurança de acordo com o Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch6_180x180	201	214	1,31	Flexão composta com compressão
	204	214	1,14	Flexão composta com compressão
	222	212	1,08	Flexão composta com compressão
	223	212	1,25	Flexão composta com compressão
	226	212	1,42	Flexão composta com compressão
	239	216	1,07	Compressão
	283	218	2,31	Flexão composta com compressão
	286	214	1,33	Flexão composta com compressão
	287	214	1,18	Flexão composta com compressão
	305	212	1,04	Flexão composta com compressão
	308	212	1,21	Flexão composta com compressão
	312	218	1,26	Compressão

O perfil PRS_ch8_300x300 é aplicado nas cordas inferiores e em algumas cordas superiores da ponte metálica. No entanto, só alguns perfis das cordas inferiores não verificam a sua segurança de acordo com o Eurocódigo 3. A Figura 4.19 ilustra 23 elementos não validados (cor amarela).

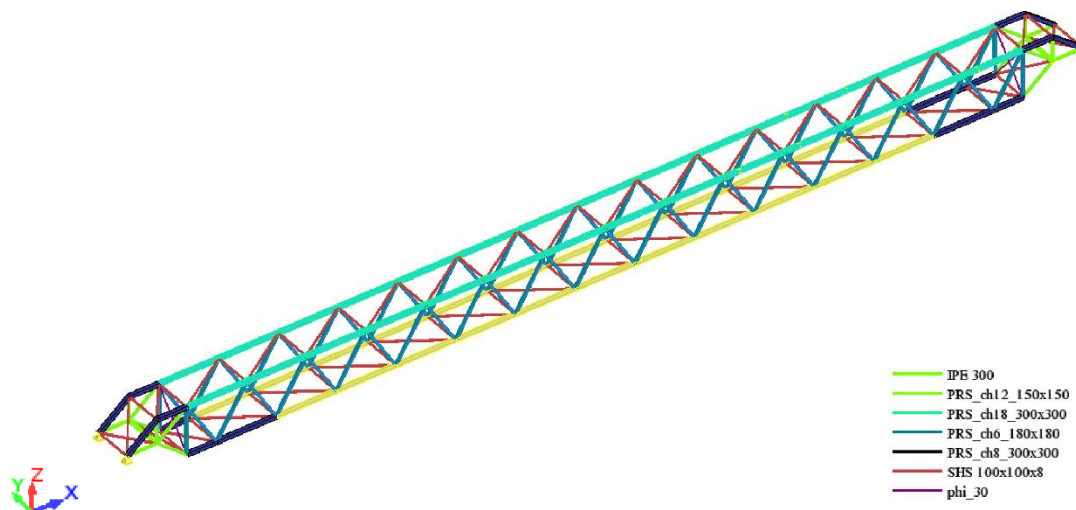


Figura 4.19 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch8_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3

Quadro 4.3 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança de acordo com o Eurocódigo 3 – parte 1

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch8_300x300	269	230	28,12	Flexão composta
	270	232	62,64	Flexão composta
	271	219	145,13	Flexão composta
	272	218	1,96	Tração
	273	216	2,12	Tração
	274	216	2,22	Tração
	275	229	7,28	Flexão composta
	276	205	24,38	Flexão composta
	277	216	1,79	Tração
	278	224	>1000	Flexão composta
	279	216	1,24	Tração
	361	218	>>1000	Flexão composta
	362	206	97,09	Flexão composta
	363	214	1,75	Tração
	364	214	2,02	Tração
	365	214	2,10	Tração

Quadro 4.4 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3 – parte 2

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch8_300x300	366	212	2,25	Tração
	367	212	2,34	Tração
	368	212	2,24	Tração
	369	205	265,46	Flexão composta
	370	212	1,85	Tração
	371	204	>>1000	Flexão composta
	372	212	1,24	Tração

Em relação ao perfil PRS_ch12_150x150, só dois dos elementos não são verificados, visível na Figura 4.20.

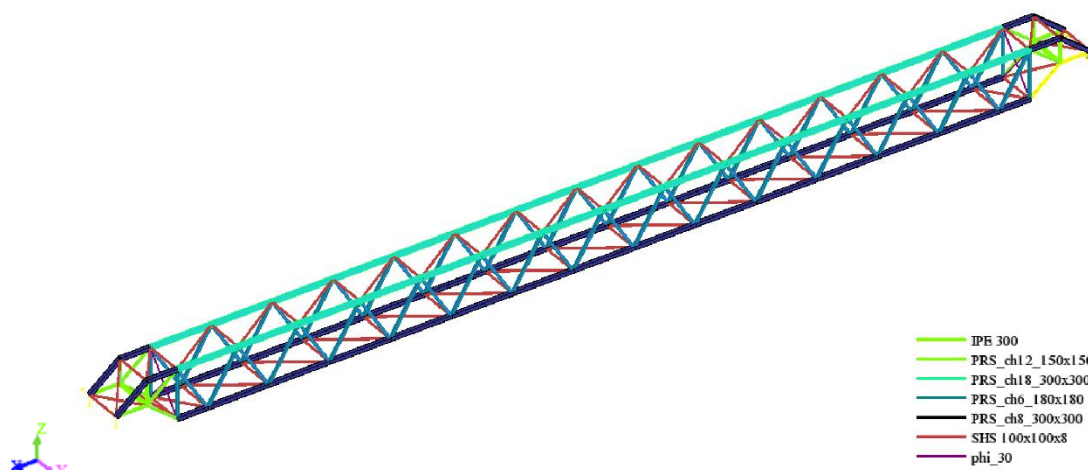


Figura 4.20 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch12_150x150 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3

Quadro 4.5 Quadro resumo do elemento de secção PRS_ch12_150x150 que não verifica a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch12_150x150	313	218	1,04	Tração
	314	218	36,63	Flexão composta

O perfil PRS_ch18_300x300 é só aplicado nas cordas superiores da ponte e, à semelhança dos perfis anteriores, os elementos deste perfil não verificam a segurança na sua totalidade. A Figura 4.21 ilustra o caso em estudo com alguns elementos de cor amarela, sendo estes os elementos não validados.

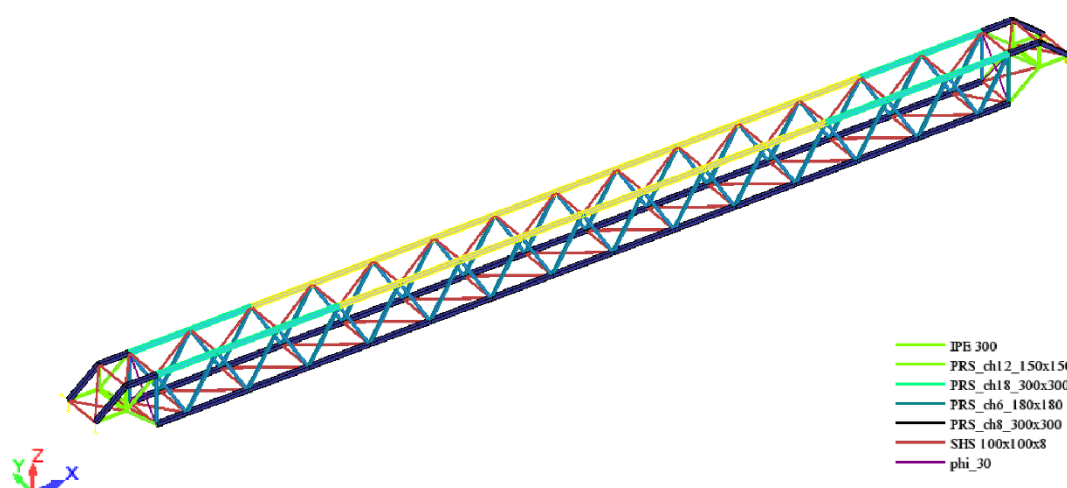


Figura 4.21 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch18_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3

Quadro 4.6 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch18_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch18_300x300	254	212	1,00	Flexão composta com compressão
	255	212	1,19	Flexão composta com compressão
	256	212	89,64	Flexão composta
	257	216	>>1000	Flexão composta
	260	216	>>1000	Flexão composta
	261	214	>1000	Flexão composta
	262	214	48,70	Flexão composta
	263	214	1,02	Flexão composta com compressão
	310	213	>>1000	Flexão composta
	323	214	>>1000	Flexão composta
	342	216	1,08	Flexão composta com compressão
	343	216	1,23	Flexão composta com compressão
	344	216	61,77	Flexão composta
	347	216	57,89	Flexão composta
	348	200	>>1000	Flexão composta
	349	200	>>1000	Flexão composta
	354	218	1,24	Flexão composta com compressão
	355	218	2,30	Flexão composta

4.4.2.3. SHS

À semelhança do perfil IPE300, todos os elementos com a secção do tipo SHS_100x100x8 verificam a resistência dos elementos com a combinação do estado limite último.

4.4.2.4. Deformação

Em relação à deformação da estrutura, são utilizadas as combinações de estado limite de utilização, nomeadamente, as combinações frequentes em que a carga rodoviária é a ação base. Como foi descrito no ponto 3.2.5.3, o limite de deformação é quantificado da seguinte maneira:

$$\delta_{\max} = \frac{80}{800} = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm} \quad (4.55)$$

A máxima deformação vertical nesta estrutura é igual a 45,1 cm (superior a 10 cm), logo a estrutura não verifica a deformação.

4.4.2.5. Otimização da estrutura

Numa primeira fase, foram alterados alguns dos perfis da estrutura de forma respeitar os limites da resistência, descritos no documento normativo Eurocódigo 3. A Figura 4.22 apresenta o modelo da ponte provisória de acordo com as combinações do estado limite último e, o Quadro 4.7 identifica o maior rácio de cada perfil aplicado à estrutura.

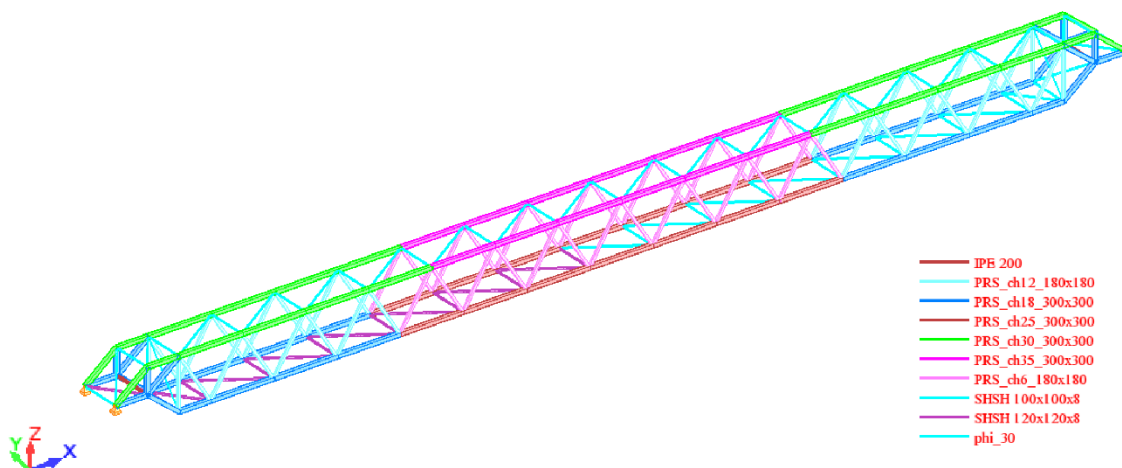


Figura 4.22 Modelo da ponte provisória, de acordo com estado limite último do Eurocódigo 3

A aplicação de novos perfis faz com que a estrutura passe de um peso igual a 53 472 kg para um peso igual a 98 370 kg.

Quadro 4.7 Quadro resumo do rácio das secções, segundo o estado limite último do Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio
PRS_ch6_180x180	290	214	0,95
PRS_ch12_180x180	283	214	0,92
PRS_ch18_300x300	363	214	0,89
PRS_ch25_300x300	367	212	0,89
PRS_ch30_300x300	262	214	0,96
PRS_ch35_300x300	310	212	0,94
SHS_100x100x8	432	220	0,70
SHS_120x120x8	58	207	0,46
IPE 200	932	220	0,44

Depois da abordagem à resistência de todos os elementos da estrutura treliçada, procedeu-se a uma verificação da deformação tendo novamente, como base, a combinação frequente do estado limite de utilização. Nesta análise verificou-se uma deformação vertical máxima a meio vão de 23,8 cm, maior que 10 cm, sendo este o valor do limite mínimo que a ponte deveria respeitar.

Como consequência, iniciou-se um estudo de possíveis soluções, com o objetivo de conferir mais inércia ao centro da estrutura, local onde se encontra a maior deformação.

Uma das soluções possíveis foi aumentar a espessura e geometria dos perfis, porém, os resultados não foram os mais desejados optando-se por outra solução. Esta consistiu, então, na adoção de um conjunto de elementos externos à estrutura, modificando a configuração inicial da ponte, ilustrado na Figura 4.23.

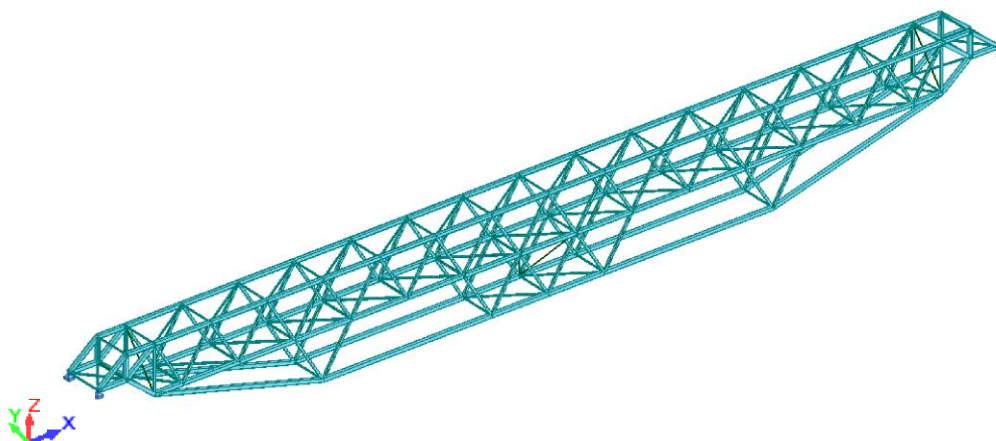


Figura 4.23 Nova configuração da ponte provisória

De forma a equilibrar a ação do vento, são colocadas duas barras de contraventamento a meio vão do novo conjunto de barras. Essas barras apresentam-se nas Figuras 4.23 e 4.24.

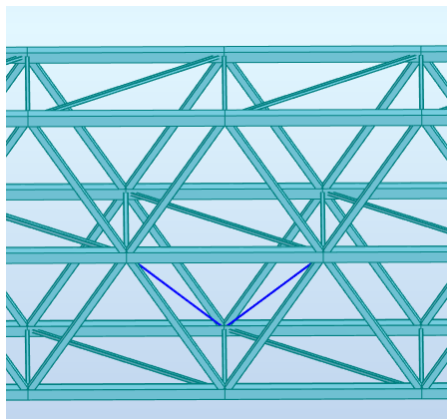


Figura 4.24 Barras de contraventamento (cor azul escura) aplicadas na nova configuração da ponte provisória

Anteriormente, realizou-se uma verificação à resistência dos elementos da estrutura, mas, como a estrutura adotou uma nova configuração, a resistência dos elementos relativamente ao estado limite último deve ser novamente analisada. Além desta análise, deve ser novamente verificada a deformada da estrutura para que esta cumpra o limite de 10 cm.

Com uma deformação de aproximadamente 10 cm e a verificação da resistência de todos os elementos da estrutura, é possível afirmar que a ponte se encontra de acordo com o documento normativo Eurocódigo 3. Ver a Figura 4.25 e o Quadro 4.8.

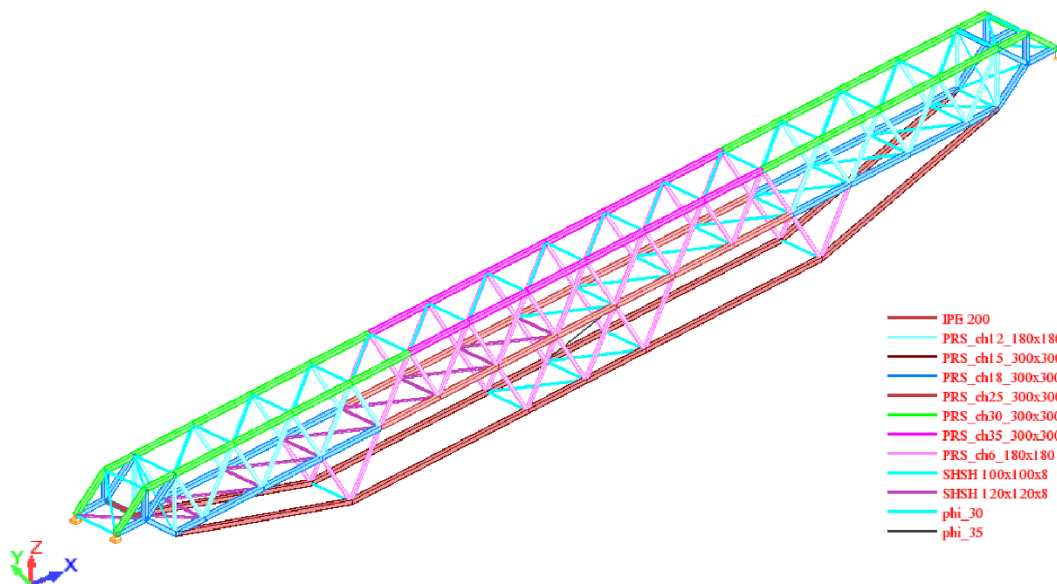


Figura 4.25 Nova configuração da ponte provisória de acordo com os estados limites último e de utilização do Eurocódigo 3

Quadro 4.8 Quadro resumo do rácio das secções, segundo os estados limites último e de utilização do Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio
PRS_ch6_180x180	208	214	0,99
PRS_ch12_180x180	201	214	0,50
PRS_ch15_300x300	1747	212	0,59
PRS_ch18_300x300	230	214	0,41
PRS_ch25_300x300	367	212	0,23
PRS_ch30_300x300	262	214	0,61
PRS_ch35_300x300	310	228	0,67
SHS_100x100x8	432	220	0,86
SHS_120x120x8	58	220	0,95
IPE 200	932	207	0,82

Inicialmente, o caso em estudo foi explorado para que verificasse o estado limite último e o estado limite de utilização. Contudo, a estrutura só consegue obedecer aos limites do estado limite último. Na tentativa de resolução deste problema, adotou-se uma nova configuração à estrutura, que a colocaria com um limite de deformação aceitável.

A aplicação destes novos elementos fez com que alguns dos rácios das barras se apresentassem mais longe do limite, no entanto, os perfis do tipo SHS e IPE, que inicialmente se encontravam longe do limite (Quadro 4.7), apresentam-se agora próximos deste (Quadro 4.8). Isto acontece porque, numa primeira fase, os perfis do tipo SHS e IPE tinham uma geometria inferior à atual e verificavam a resistência de acordo com o estado limite último, mas com a aplicação da nova configuração à ponte, os dois perfis já não verificavam a resistência ao estado limite último. Dada esta situação, aplicaram-se perfis SHS e IPE mais resistentes, de maneira a que a estrutura se encontrasse de acordo com o documento normativo aplicado. Com isto, a nova configuração da estrutura manteve a integridade da estrutura inicialmente concebida.

Uma desvantagem, associada à nova configuração da ponte, é o peso, dado que esta sofre um aumento de, aproximadamente, 23 toneladas, em relação à estrutura inicialmente concebida para verificar a resistência ao estado limite último, tendo então, atualmente, um peso igual a 121 274 kg.

4.4.3. VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA DE ACORDO COM A AASHTO

O programa de cálculo ROBOT também permite a verificação da resistência de todos os elementos da ponte, segundo o documento normativo americano AASHTO.

Numa primeira fase, foram quantificadas as ações segundo esta norma (subcapítulo 4.3) para, posteriormente, combinar as mesmas e verificar a sua segurança. No Anexo III, apresentam-se todas as combinações Strength e Service aplicadas à estrutura em estudo. É importante realçar que as combinações Strength I, III, IV e V foram utilizadas para verificar a resistência dos perfis, enquanto que, a combinação Service II foi aplicada para verificar o estado de deformação da estrutura.

A Figura 4.26 ilustra o modelo da ponte metálica provisória com alguns elementos representados pela cor amarela, os quais, correspondem àqueles que não verificam a segurança, em relação às combinações Strength.

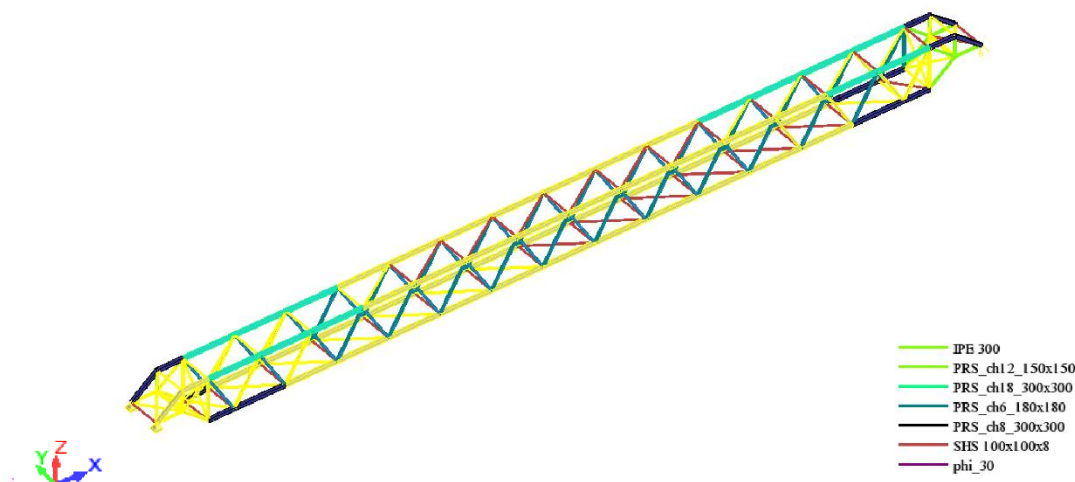


Figura 4.26 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO

Tal como foi realizado na verificação dos elementos segundo o Eurocódigo 3, vai ser elaborado um estudo mais pormenorizado de todos os tipos de secções utilizados na estrutura, com o principal objetivo de perceber o motivo pelo qual os perfis não verificam a segurança.

4.4.3.1. IPE

Ao contrário na norma Eurocódigo 3, os elementos com um perfil IPE300 não verificam a segurança. A Figura 4.27 ilustra todos os elementos, do caso em estudo, que não verificam a segurança, de acordo com a norma AASHTO.

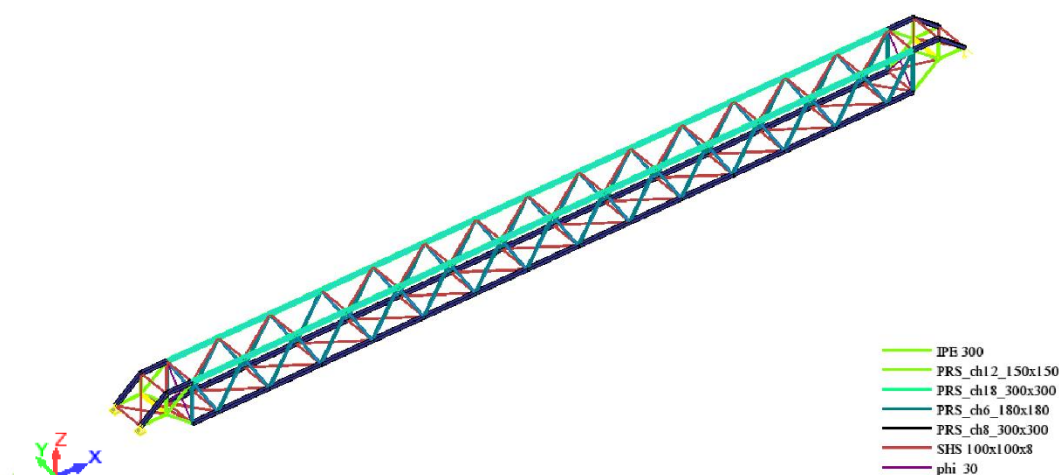


Figura 4.27 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo IPE que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO

Quadro 4.9 Quadro resumo de todos os elementos de secção IPE 300 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
IPE 300	922	209	1,13	Flexão e Tração
	932	209	1,02	Flexão e Tração

4.4.3.2. PRS

Os quatro perfis do tipo PRS (perfis reconstituídos soldados), designados por PRS_ch6_180x180, PRS_ch8_300x300, PRS_ch12_150x150 e PRS_ch18_300x300, foram verificados novamente e muitos elementos com este tipo de perfil não validaram.

De acordo com o documento normativo AASHTO, o perfil PRS_ch6_180x180 não valida 12 elementos, visível na Figura 4.28 através da cor amarela.

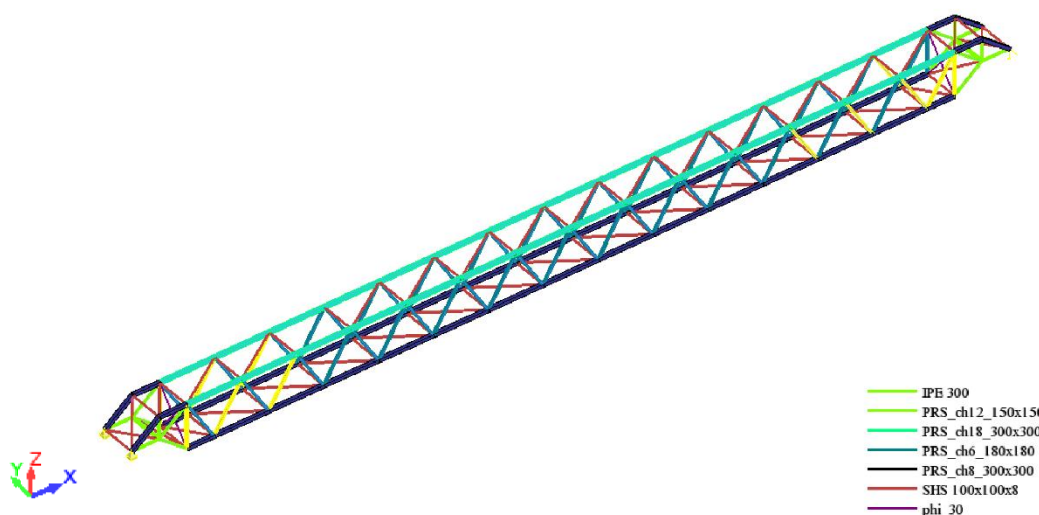


Figura 4.28 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch6_180x180 que não verificam a segurança (cor amarela) de acordo com a AASHTO

Quadro 4.10 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch6_180x180 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch6_180x180	201	206	1,30	Flexão e Tração
	204	206	1,12	Flexão e Tração
	222	206	1,11	Flexão e Tração
	223	206	1,29	Flexão e Tração
	226	206	1,47	Flexão e Tração
	227	206	1,01	Flexão e Tração
	229	209	1,78	Flexão e Tração
	239	206	1,05	Flexão com compressão
	283	205	1,43	Flexão e Tração
	286	205	1,26	Flexão e Tração
	308	204	1,11	Flexão e Tração
	312	206	1,21	Flexão com compressão

Os elementos com uma secção do tipo PRS_ch8_300x300 e que não verificam a sua segurança de acordo com o AASHTO estão, maioritariamente, nas cordas inferiores, como também aconteceu no Eurocódigo 3, ilustrado pela Figura 4.29.

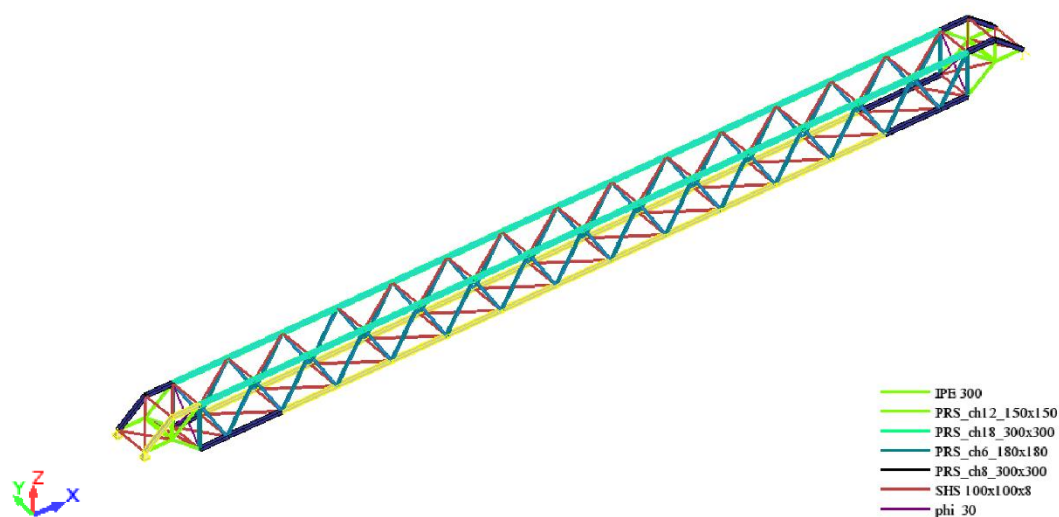


Figura 4.29 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch8_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO

Quadro 4.11 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch8_300x300	228	209	1,02	Flexão e Tração
	266	209	1,00	Flexão e Tração
	269	206	1,23	Flexão e Tração
	270	206	1,58	Flexão e Tração
	271	206	1,88	Flexão e Tração
	272	206	2,11	Flexão e Tração
	273	206	2,29	Flexão e Tração
	274	206	2,40	Flexão e Tração
	275	206	2,31	Flexão e Tração
	276	206	2,14	Flexão e Tração
	277	206	1,92	Flexão e Tração
	278	206	1,65	Flexão e Tração
	279	206	1,31	Flexão e Tração
	361	206	1,04	Flexão e Tração
	362	205	1,30	Flexão e Tração
	363	205	1,56	Flexão e Tração
	364	207	1,78	Flexão e Tração
	365	204	1,96	Flexão e Tração
	366	204	2,12	Flexão e Tração
	367	204	2,21	Flexão e Tração
	368	204	2,16	Flexão e Tração
	369	204	2,06	Flexão e Tração
	370	204	1,81	Flexão e Tração
	371	204	1,53	Flexão e Tração
	372	204	1,21	Flexão e Tração

A Figura 4.30 apresenta 7 elementos com uma secção do tipo PRS_ch12_150x150 que não verificam a segurança, de acordo com o documento normativo AASHTO.

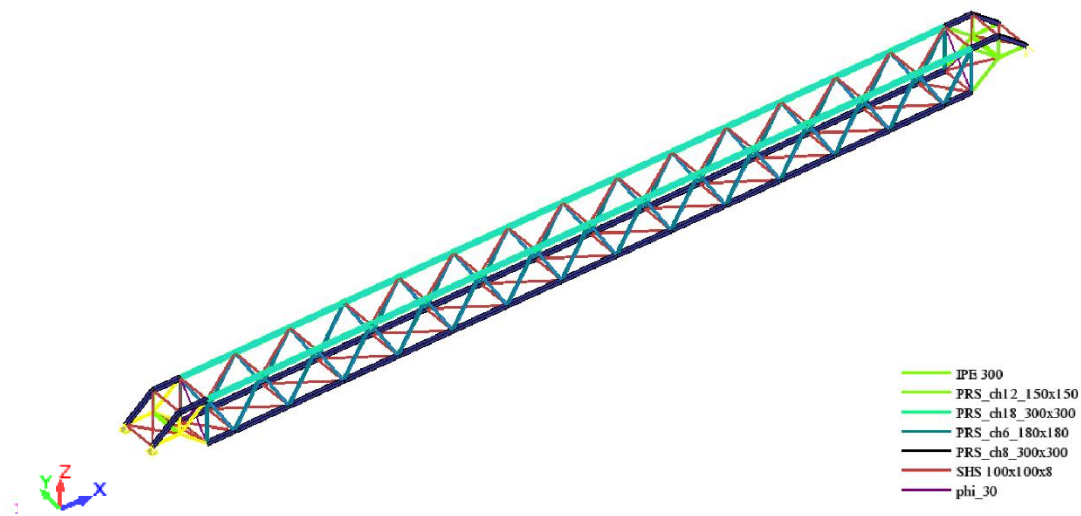


Figura 4.30 Modelo do caso de estudo com a identificação das secções do tipo PRS_ch12_150x150 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO

Quadro 4.12 Quadro resumo do elemento de secção PRS_ch12_150x150 que não verifica a segurança, de acordo com a AASHTO

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch12_150x150	230	209	1,67	Flexão e Tração
	231	209	2,69	Flexão e Tração
	232	209	1,06	Flexão e Tração
	233	208	1,24	Flexão e Tração
	313	208	1,35	Flexão e Tração
	314	208	2,53	Flexão e Tração
	316	208	1,70	Flexão e Tração

Relativamente ao perfil PRS_ch18_300x300, todos os elementos que não verificam a segurança localizam-se nas cordas superiores, visível na Figura 4.31.

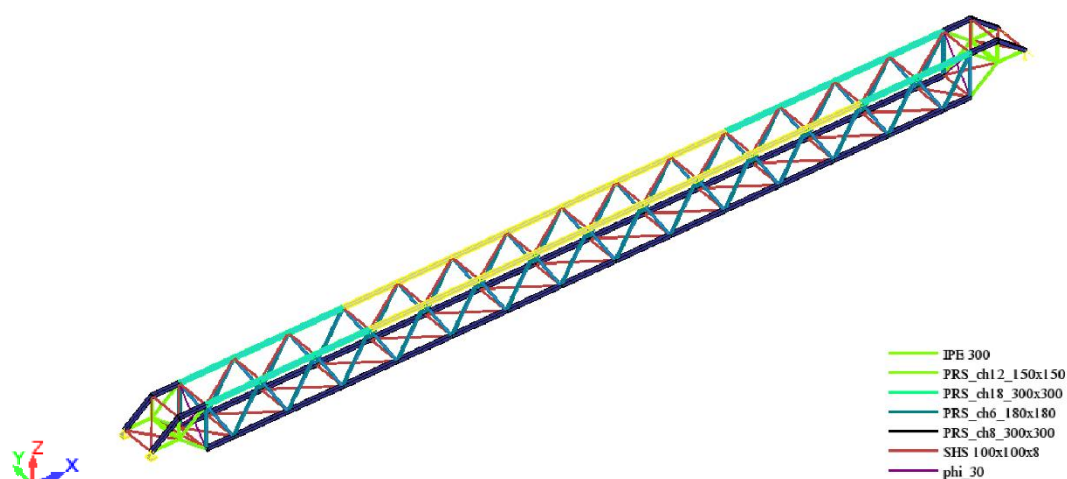


Figura 4.31 Modelo do caso de estudo com a identificação das secções do tipo PRS_ch18_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO

Quadro 4.13 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch18_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch18_300x300	254	209	1,01	Flexão e Tração
	255	209	1,17	Flexão e Tração
	256	209	1,29	Flexão e Tração
	257	206	1,37	Flexão e Tração
	260	206	1,37	Flexão e Tração
	261	206	1,26	Flexão e Tração
	262	206	1,11	Flexão e Tração
	310	206	1,47	Flexão e Tração
	323	206	1,47	Flexão e Tração
	343	204	1,10	Flexão e Tração
	344	204	1,32	Flexão e Tração
	347	204	1,15	Flexão e Tração
	348	204	1,26	Flexão e Tração
	349	204	1,24	Flexão e Tração
	354	204	1,06	Flexão e Tração
	355	207	1,06	Flexão e Tração

4.4.3.3. SHS

À semelhança do perfil IPE 300, este não verifica a segurança de todos os elementos da ponte. A Figura 4.32 apresenta a ponte com todos os elementos não validados de acordo com a norma AASHTO.

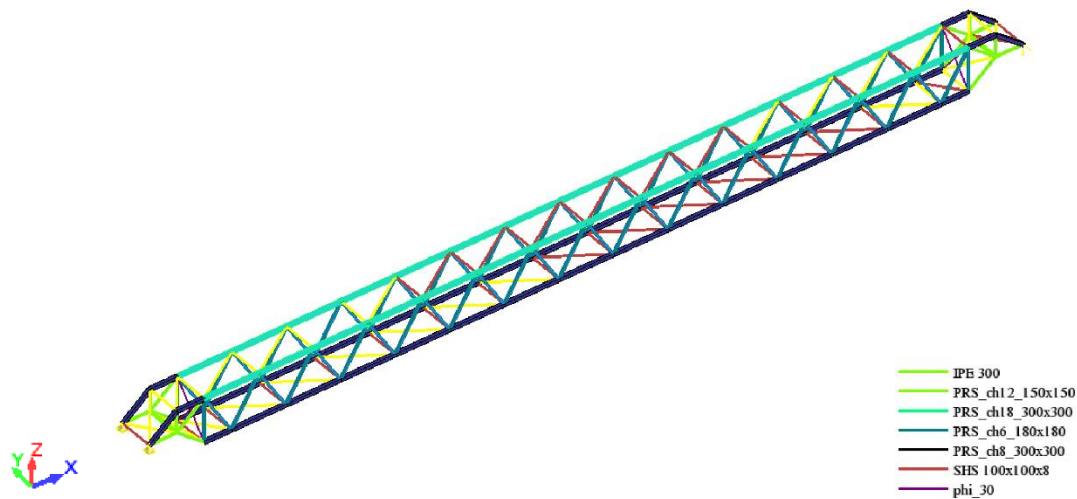


Figura 4.32 Modelo do caso de estudo com a identificação das secções do tipo 100x100x8 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com a AASHTO

Quadro 4.14 Quadro resumo de todos os elementos de secção SHS_100x100x8 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO – Parte 1

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
SHS_100x100x8	9	208	1,28	Flexão e Tração
	10	209	4,00	Flexão e Tração
	11	208	4,69	Flexão e Tração
	53	208	2,21	Flexão e Tração
	58	208	5,68	Flexão e Tração
	59	208	4,84	Flexão e Tração
	60	208	3,93	Flexão e Tração
	61	208	3,04	Flexão e Tração
	62	208	2,15	Flexão e Tração
	63	208	1,26	Flexão e Tração
	70	209	1,05	Flexão e Tração
	72	209	4,76	Flexão e Tração
	75	209	1,56	Flexão e Tração
	386	208	1,57	Flexão e Tração
	387	208	1,45	Flexão e Tração

Quadro 4.15 Quadro resumo de todos os elementos de secção SHS_100x100x8 que não verificaram a segurança, de acordo com a AASHTO – Parte 2

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
SHS_100x100x8	388	209	1,28	Flexão e Tração
	389	208	1,11	Flexão e Tração
	397	208	1,22	Flexão e Tração
	398	208	1,63	Flexão e Tração
	411	209	1,10	Flexão e Tração
	412	209	1,54	Flexão e Tração
	419	208	1,56	Flexão e Tração
	420	209	1,39	Flexão e Tração
	421	208	1,21	Flexão e Tração
	422	208	1,04	Flexão e Tração
	429	208	1,41	Flexão e Tração
	430	208	2,32	Flexão e Tração
	431	208	3,20	Flexão e Tração
	432	208	4,24	Flexão e Tração
	433	208	2,85	Flexão e Tração
	434	208	1,14	Flexão e Tração

4.4.3.4. Deformação

O limite de deformação é quantificado pela seguinte expressão:

$$\delta_{\max} = \frac{80}{800} = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm} \quad (4.56)$$

No programa de cálculo, aplicaram-se as combinações Service II e, através das mesmas, verificou-se a deformada na estrutura. Para o caso em estudo, o valor da máxima deformação vertical da estrutura é igual a 54,1 cm (superior a 10 cm), logo esta estrutura não verifica a deformação.

4.4.3.5. Otimização da estrutura de acordo com a AASHTO

Anteriormente, verificou-se que a estrutura não respeita todos os limites impostos pela norma AASHTO, adaptando-se perfis mais resistentes na ponte. A Figura 4.33 apresenta o novo modelo da estrutura e o Quadro 4.16 identifica o maior rácio de cada perfil adotado à mesma.

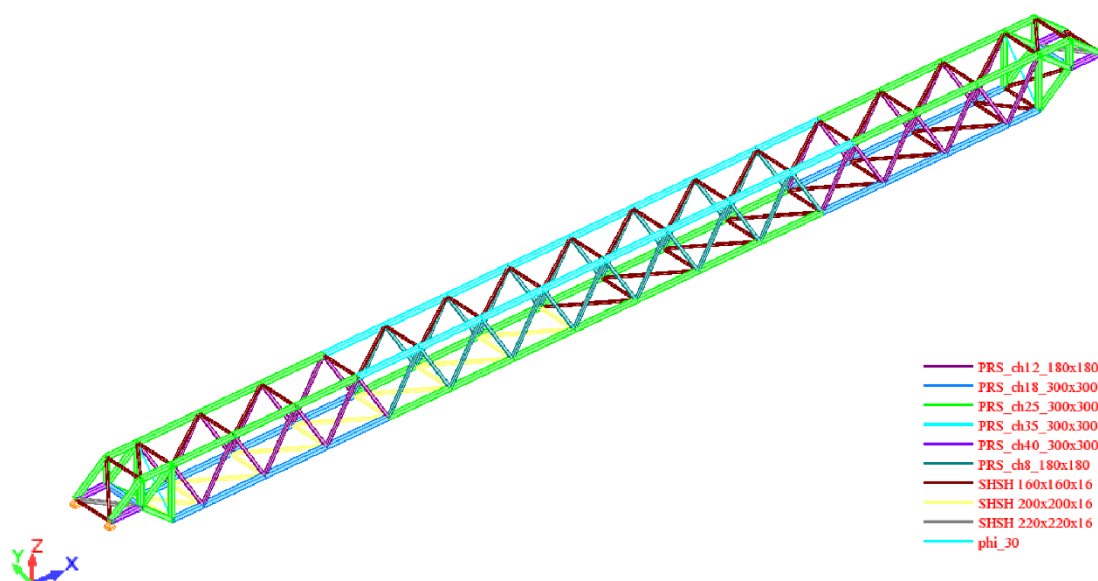


Figura 4.33 Modelo da ponte provisória, de acordo as combinações Strength da norma AASHTO

Quadro 4.16 Quadro resumo do rácio das secções, de acordo com as combinações Strength da norma AASHTO

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio
PRS_ch8_180x180	219	206	0,76
PRS_ch12_180x180	226	206	0,86
PRS_ch18_300x300	278	206	0,89
PRS_ch25_300x300	274	206	0,95
PRS_ch35_300x300	310	206	0,93
PRS_ch40_300x300	231	209	0,56
SHS_160x160x16	11	208	0,67
SHS_200x200x16	58	209	0,55
SHS_220x220x16	10	209	0,55

A estrutura verifica a segurança de todos os elementos, com um peso de 120 623 kg. Porém, a mesma possui uma máxima deformação vertical (28,8 cm), que é superior ao limite que a norma AASHTO permite.

À semelhança do que aconteceu no Eurocódigo 3, foi necessário encontrar uma solução para que a estrutura tivesse uma deformação inferior a 10 cm. Para o presente caso, foi adotada a mesma solução que se aplicou no Eurocódigo 3, uma nova configuração da ponte, ver Figura 4.23. Após a aplicação dos novos elementos à estrutura inicial, procedeu-se a uma nova verificação da segurança da estrutura segundo as combinações Strength e, posteriormente, verificou-se a sua deformada segundo as combinações Service II.

Tal como aconteceu no documento normativo Eurocódigo 3, a norma AASHTO validou a resistência de todos os elementos e a máxima deformação da estrutura com um valor próximo de 10 cm. A Figura 4.34 e o Quadro 4.17 apresentam essas verificações.

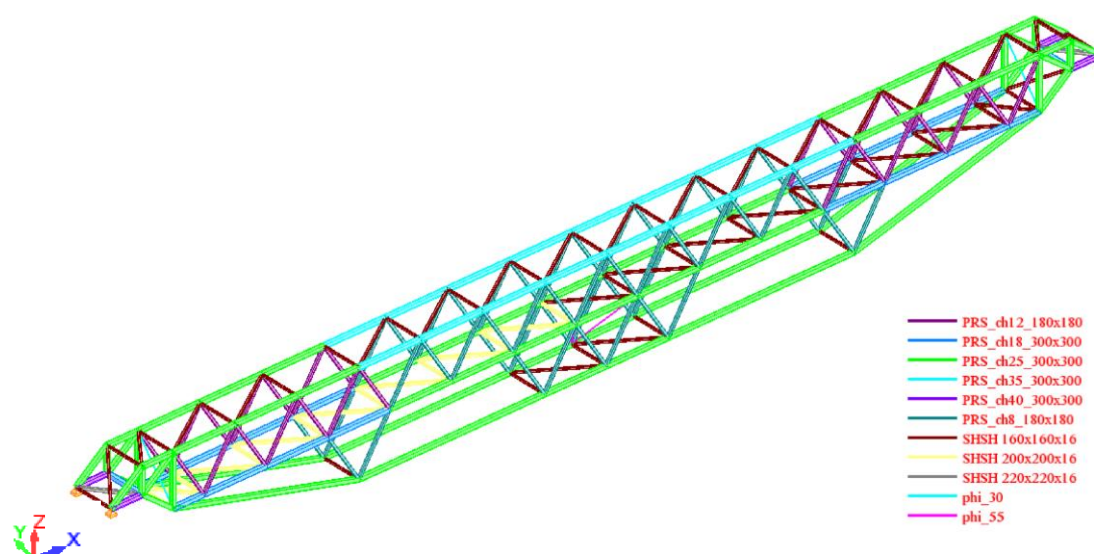


Figura 4.34 Nova configuração da ponte provisória com as verificações, de acordo com a AASHTO

Quadro 4.17 Quadro resumo das secções segundo as combinações Strength dispostas na norma AASHTO

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio
PRS_ch8_180x180	208	209	0,93
PRS_ch12_180x180	226	209	0,64
PRS_ch18_300x300	922	209	0,83
PRS_ch25_300x300	230	209	0,94
PRS_ch35_300x300	323	209	1,00
PRS_ch40_300x300	231	209	0,92
SHS_160x160x16	1767	208	0,82
SHS_200x200x16	58	209	1,00
SHS_220x220x16	10	209	0,94

De acordo com o programa de cálculo, esta estrutura só consegue respeitar todas as verificações impostas pela norma AASHTO se adaptar a nova configuração. É importante realçar que, para esta estrutura foi aplicada uma secção superior nas barras de contraventamento e, justifica-se, uma vez que a velocidade base do vento descrita nesta norma apresenta-se superior aos outros documentos, sendo mais difícil de equilibrar. Em relação às outras barras, verifica-se o mesmo que se apresentou no Eurocódigo 3, ou seja, os perfis que inicialmente se encontravam longe do limite (Quadro 4.16), apresentam-se agora próximos deste (Quadro 4.17). A razão pela qual isto acontece, é a mesma que se explicou no modelo do Eurocódigo 3, manter a integridade da estrutura inicialmente concebida.

Com estas alterações, a estrutura passa a ter um peso igual a 157 587 kg, um aumento de, aproximadamente, 37 toneladas, em relação à estrutura inicialmente concebida, para verificar a resistência à segurança. Desta forma, demonstra-se, novamente, a influência do controlo da deformação na solução estrutural.

4.4.4. VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA DE ACORDO COM O TRILATERAL DESIGN AND TEST CODE

O programa de cálculo ROBOT não permite verificar a resistência, automaticamente, dos elementos de acordo com o documento Trilateral Design and Test Code, contudo, este programa fornece-nos os dados suficientes de forma a aplicar todas as verificações descritas no ponto 3.2.5.2.

Antes de se iniciar as verificações, foi necessário aplicar todas as combinações, de acordo com o documento Trilateral Design and Test Code. Estas combinações localizam-se no Anexo IV.

A Figura 4.35 apresenta todos os elementos que não verificam a segurança relativamente às combinações Strength.

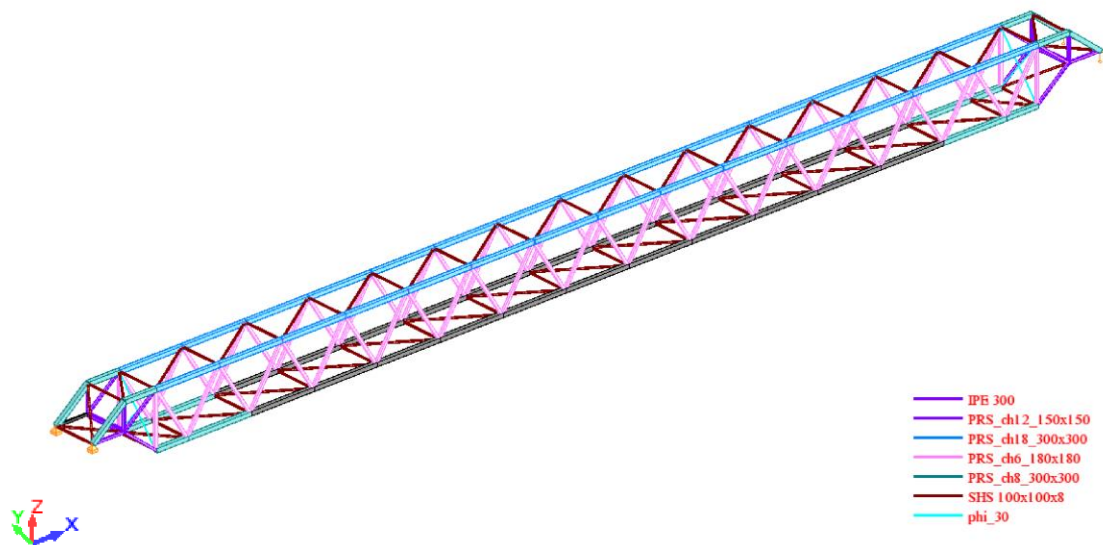


Figura 4.35 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções que não verificam a segurança (cor preta), de acordo com o Trilateral Design and Test Code

Os pontos a seguir apresentam um estudo mais pormenorizado em relação a cada perfil, de forma a perceber o motivo pelo qual não verificam a segurança.

4.4.4.1. IPE

O perfil IPE 300 verifica todas as verificações descritas no ponto 3.2.5.2, nomeadamente, a tensão de corte e tensão de encurvadura.

4.4.4.2. PRS

Todos perfis PRS verificam a segurança, exceto os perfis PRS_ch8_300x300 e PRS_ch12_150x150, em que, a tensão de flexão e/ou tração atuante é superior à tensão resistente. A Figura 4.36 e os Quadros 4.18 e 4.19 apresentam todos os elementos com uma secção PRS_ch8_300x300 da estrutura que não verificam a segurança de acordo com o Trilateral Design Test Code.

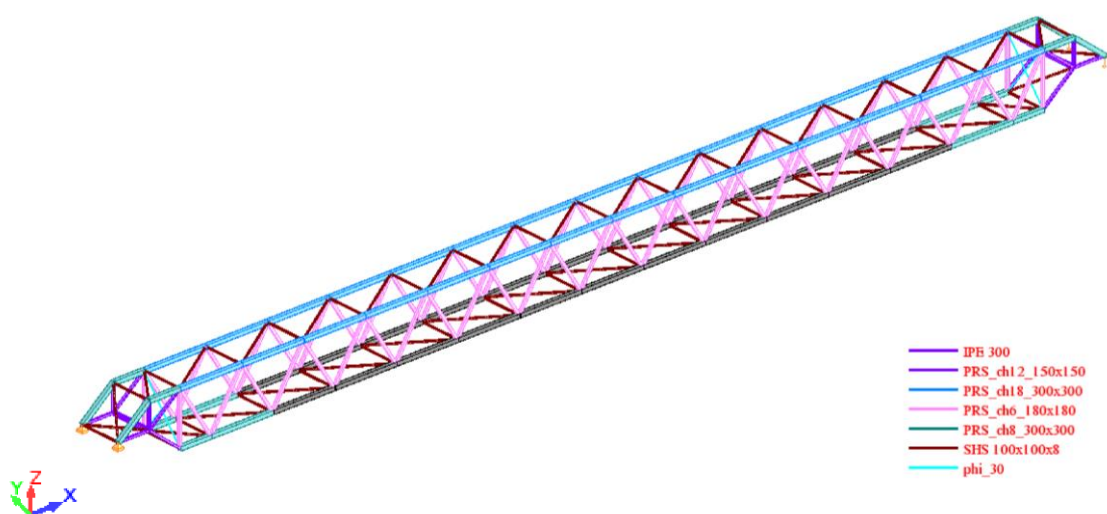


Figura 4.36 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch8_300x300 que não verificam a segurança (cor preta), de acordo com o Trilateral Design and Test Code

Quadro 4.18 Quadro resumo da verificação da resistência à flexão e/ou tração do perfil PRS_ch8_300x300, de acordo com o Trilateral Test and Design Code – parte 1

Perfil	Elemento	Combinação	Verificação da tensão de flexão e/ou tração	
			Tensão atuante (MPa)	Tensão resistente (MPa)
PRS_ch8_300x300	269	205	-316,71	240,23
	270	205	-367,85	240,23
	271	205	-392,07	240,23
	272	204	-447,06	240,23
	273	204	-503,09	240,23
	274	204	-521,40	240,23
	275	204	-504,84	240,23
	276	204	-458,77	240,23
	277	204	-397,27	240,23
	278	204	-331,82	240,23
	279	204	-262,74	240,23
	362	205	-340,55	240,23
	363	205	-388,55	240,23
	364	205	-409,24	240,23
	365	204	-464,88	240,23
	366	204	-517,18	240,23

Quadro 4.19 Quadro resumo da verificação da resistência à flexão e/ou tração do perfil PRS_ch8_300x300, de acordo com o Trilateral Test and Design Code – parte 2

Perfil	Elemento	Combinação	Verificação da tensão de flexão e/ou tração	
			Tensão atuante (MPa)	Tensão resistente (MPa)
PRS_ch8_300x300	367	204	-531,73	240,23
	368	204	-511,39	240,23
	369	204	-461,61	240,23
	370	204	-396,48	240,23
	371	204	-327,48	240,23
	372	204	-254,59	240,23

Em relação ao perfil PRS_ch12_150x150, só uma das barras é que não verifica a resistência de acordo com as combinações Strength da norma AASHTO, visível através da Figura 4.37.

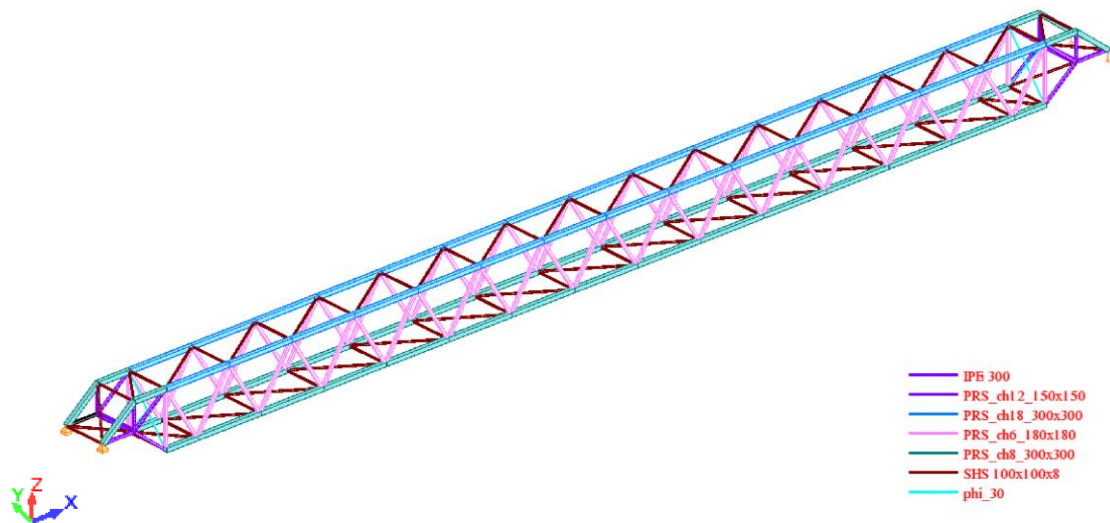


Figura 4.37 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch12_150x150 que não verificam a segurança (cor preta), de acordo com o Trilateral Design and Test Code

Quadro 4.20 Quadro resumo da verificação da resistência à flexão e/ou tração do perfil PRS_ch12_150x150, de acordo com o Trilateral Test and Design Code – parte 2

Perfil	Elemento	Combinação	Verificação da tensão de flexão e/ou tração	
			Tensão atuante (MPa)	Tensão resistente (MPa)
PRS_ch12_150x150	314	205	246,61	240,23

Para uma melhor interpretação das expressões descritas no ponto 3.2.5.2, é elaborado um exemplo relativo a três barras em que o perfil é o PRS_ch6_180x180.

Verificação à flexão e/ou tração do elemento 282

$$\sigma_{Rd} = \min\left(\frac{490}{1,5}; \frac{355}{1,33}\right) = 266,92 \text{ MPa} \quad (4.57)$$

$$\sigma_{Ed} = \sqrt{(-228,53)^2 - (-228,53) \times (0) + (0)^2 + 3 \times (-0,26)^2} = 228,53 \text{ MPa} \quad (4.58)$$

$$\sigma_{Ed} = 228,53 \text{ MPa} < 266,92 \times 0,9 = 240,23 \text{ MPa} \quad (4.59)$$

Verificação ao corte do elemento 219

$$\tau_{Rd} = \min\left(490 \times 0,4; \frac{355}{1,33} \times 0,6\right) = 160,15 \text{ MPa} \quad (4.60)$$

$$\tau_{Ed} = 0,26 \text{ MPa} < 160,15 \text{ MPa} \quad (4.61)$$

Verificação da encurvadura do elemento 283

$$A_{IPE300} = 41,76 \text{ cm}^2 \quad I = 2109,72 \text{ cm}^4 \quad E = 210\,000 \text{ MPa} \quad L = 4,717 \text{ m} \quad (4.62)$$

$$F = \frac{\pi^2 \times 210\,000 \times 10^3 \times 2109,72 \times 10^{-8}}{(1,0 \times 3,202)^2} = 1965,22 \text{ kN}$$

$$\sigma_b = \frac{1965,22}{41,76 \times 10^{-4}} = 470598,7 \text{ kPa} = 470,60 \text{ MPa} \quad (4.63)$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{470,60}{1,5} \times 0,9 = 282,36 \text{ MPa} \quad (4.64)$$

$$\sigma_{Ed} = \sqrt{230,56^2 - 230,56 \times (0) + (0)^2 + 3 \times 0,26^2} = 230,56 < 282,36 \text{ MPa} \quad (4.65)$$

Como foi possível perceber, estes três elementos respeitam todas as verificações impostas pelo documento Trilateral Design and Test Code.

4.4.4.3. SHS

O perfil SHS_100x100x8 verifica todas as condições impostas pelo documento técnico Trilateral Design and Test Code.

4.4.4.4. Deformação

Segundo o documento Trilateral Design and Test Code, a deformação não se encontra limitada, no entanto, procedeu-se a uma verificação. Para o presente caso, a máxima deformação vertical é igual a 58,8 cm.

4.4.4.5. Otimização da estrutura de acordo com o Trilateral Design and Test Code

O procedimento de análise da estrutura vai ser o mesmo que foi aplicado na norma Eurocódigo 3 e a norma AASHTO, ou seja, inicialmente, é verificada a segurança dos elementos da estrutura e, posteriormente, verifica-se a sua deformada, sabendo que a mesma não se encontra limitada. A Figura 4.38 ilustra o modelo de caso de acordo com a resistência à flexão e/ou tração, corte e encurvadura dos elementos.

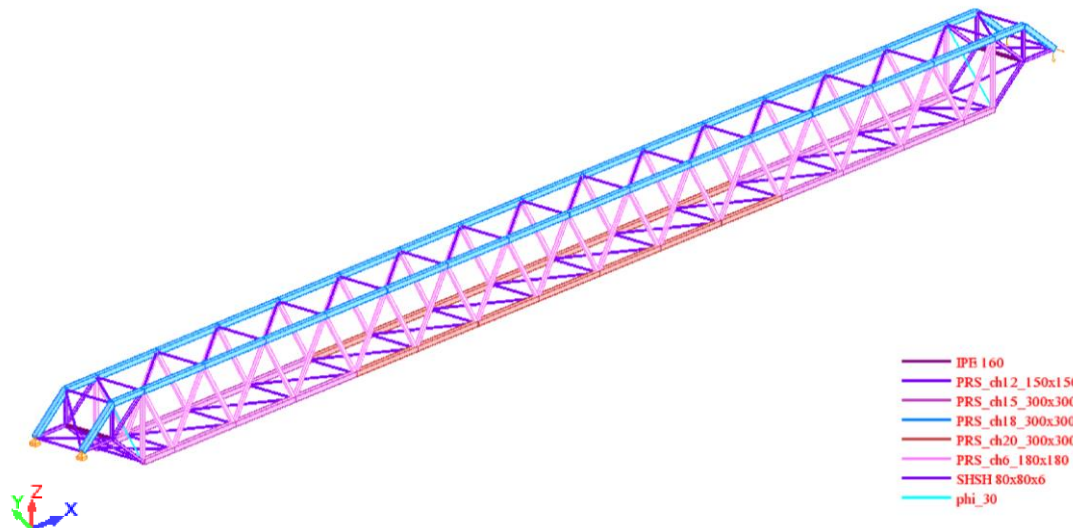


Figura 4.38 Modelo da ponte provisória, de acordo com as verificações do Trilateral Design and Test Code

Os Quadros 4.21, 4.22, 4.23, 4.24, 4.25, 4.26, 4.27, 4.28 e 4.29 apresentam as verificações de segurança para o elemento mais condicionado de cada perfil.

Quadro 4.21 Quadro resumo das verificações das seções IPE160, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	IPE 160
Corte	Tensão atuante	922	202	1,92
	Tensão resistente			160,15
Encurvadura	Tensão atuante (L=3,25 m)	922	205	35,46
	Tensão resistente (L=3,25 m)			40,03

Quadro 4.22 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch6_180x180, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 1

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch6_180x180
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	282	205	-223,56
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	219	201	0,26
	Tensão resistente			160,15

Quadro 4.23 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch6_180x180, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 2

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch6_180x180
Encurvadura	Tensão atuante (L=4,00 m)	312	205	209,54
	Tensão resistente (L=4,00 m)			392,66
	Tensão atuante (L=4,717 m)	283	205	227,46
	Tensão resistente (L=4,717 m)			282,36

Quadro 4.24 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch12_150x150, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch12_150x150
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	314	205	-222,31
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	315	205	-3,11
	Tensão resistente			160,15
Encurvadura	Tensão atuante (L=3,202 m)	233	204	23,71
	Tensão resistente (L=3,202 m)			387,89

Quadro 4.25 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch15_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch15_300x300
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	363	205	-223,73
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	360	205	2,40
	Tensão resistente			160,15

Quadro 4.26 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch18_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 1

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch18_300x300
Corte	Tensão atuante	356	205	-28,42
	Tensão resistente			160,15

Quadro 4.27 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch18_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 2

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch18_300x300
Encurvadura	Tensão atuante (L=2,50 m)	359	205	73,00
	Tensão resistente (L=2,50 m)			2647,91
	Tensão atuante (L=3,202 m)	311	205	93,30
	Tensão resistente (L=3,202 m)			1614,14
	Tensão atuante (L=5,00 m)	310	204	298,89
	Tensão resistente (L=5,00 m)			661,98

Quadro 4.28 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch20_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch20_300x300
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	367	204	-237,65
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	365	204	0,66
	Tensão resistente			160,15

Quadro 4.29 Quadro resumo das verificações das seções SHS_80x80x6, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	SHS_70x70x6
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	9	202	-38,32
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	67	202	-0,57
	Tensão resistente			160,15
Encurvadura	Tensão atuante (L=3,25 m)	398	202	25,27
	Tensão resistente (L=3,25 m)			108,16
	Tensão atuante (L=4,10 m)	53	202	10,32
	Tensão resistente (L=4,10 m)			67,96
	Tensão atuante (L=4,57 m)	11	200	17,78
	Tensão resistente (L=4,57 m)			54,70
	Tensão atuante (L=5,97 m)	432	200	19,38
	Tensão resistente (L=5,97 m)			32,05

O peso da ponte provisória quando verifica a segurança dos elementos é igual a 63 644 kg.

É importante realçar que, este documento possui a particularidade das combinações que são aplicadas na verificação da resistência dos elementos serem iguais às combinações utilizadas na verificação da deformação.

Em relação à máxima deformada vertical da estrutura, verifica-se que mesma é igual a 40 cm. Contudo, este documento não limita deformações.

Ainda neste caso, foi aplicada a nova configuração da ponte, de forma a perceber a influência da deformada na estrutura, ilustrada na Figura 4.39.

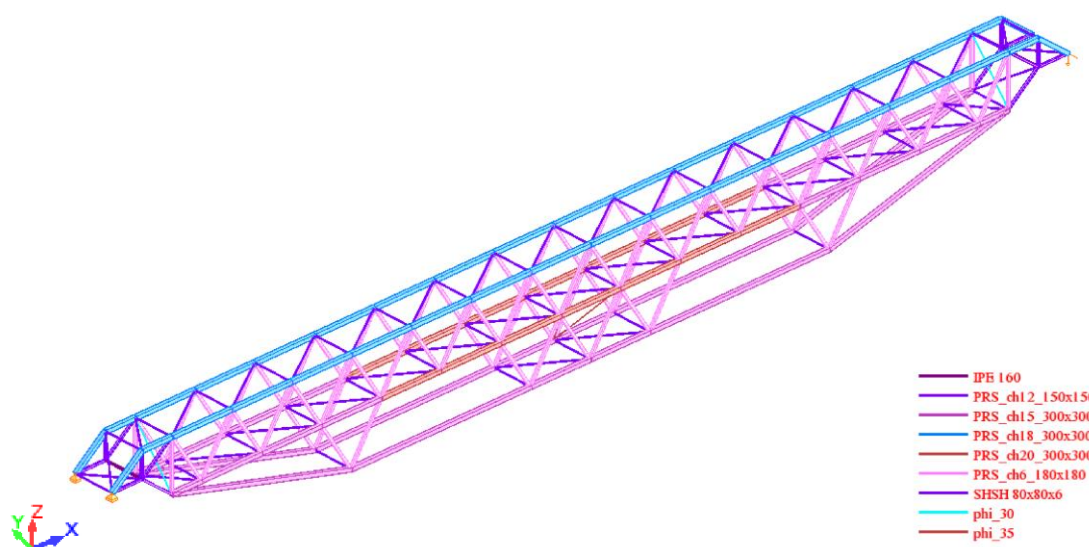


Figura 4.39 Nova configuração da ponte provisória com as verificações, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

Quadro 4.30 Quadro resumo das verificações das seções IPE160, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	IPE 160
Corte	Tensão atuante	922	202	1,38
	Tensão resistente			160,15
Encurvadura	Tensão atuante (L=3,25 m)	922	205	23,67
	Tensão resistente (L=3,25 m)			40,03

Quadro 4.31 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch6_180x180, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 1

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch6_180x180
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	282	205	-138,52
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	219	201	0,26
	Tensão resistente			160,15

Quadro 4.32 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch6_180x180, de acordo com o Trilateral Design and Test Code – parte 2

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch6_180x180
Encurvadura	Tensão atuante (L=4,00 m)	312	205	100,15
	Tensão resistente (L=4,00 m)			282,36
	Tensão atuante (L=4,717 m)	1743	204	149,11
	Tensão resistente (L=4,717 m)			392,66

Quadro 4.33 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch12_150x150, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch12_150x150
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	230	205	-219,56
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	232	205	-3,50
	Tensão resistente			160,15
Encurvadura	Tensão atuante (L=3,202 m)	233	204	10,76
	Tensão resistente (L=3,202 m)			387,89

Quadro 4.34 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch15_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch15_300x300
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	1764	204	-145,30
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	1772	206	1,75
	Tensão resistente			160,15
Encurvadura	Tensão atuante (L=2,50 m)	281	204	49,09
	Tensão resistente (L=2,50 m)			2701,03
	Tensão atuante (L=5,00 m)	280	204	29,17
	Tensão resistente (L=5,00 m)			675,26

Quadro 4.35 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch18_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch18_300x300
Corte	Tensão atuante	356	205	-28,10
	Tensão resistente			160,15
Encurvadura	Tensão atuante (L=2,50 m)	266	205	71,63
	Tensão resistente (L=2,50 m)			2647,91
	Tensão atuante (L=3,202 m)	228	205	92,71
	Tensão resistente (L=3,202 m)			1614,14
	Tensão atuante (L=5,00 m)	310	204	212,97
	Tensão resistente (L=5,00 m)			661,98

Quadro 4.36 Quadro resumo das verificações das seções PRS_ch20_300x300, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	PRS_ch20_300x300
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	366	204	-52,59
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	277	204	-1,26
	Tensão resistente			160,15

Quadro 4.37 Quadro resumo das verificações das seções SHS_80x80x6, de acordo com o Trilateral Design and Test Code

	Verificações	Elemento	Combinação	SHS_80x80x6
Flexão e/ou Tração	Tensão atuante	9	202	-24,52
	Tensão resistente			240,23
Corte	Tensão atuante	429	207	-0,57
	Tensão resistente			160,15
Encurvadura	Tensão atuante (L=3,25 m)	398	202	16,58
	Tensão resistente (L=3,25 m)			108,16
	Tensão atuante (L=4,10 m)	53	200	22,63
	Tensão resistente (L=4,10 m)			67,96
	Tensão atuante (L=4,57 m)	72	200	13,00
	Tensão resistente (L=4,57 m)			54,70
	Tensão atuante (L=5,97 m)	58	200	31,20
	Tensão resistente (L=5,97 m)			32,05

Tal como aconteceu nas normas anteriores, esta nova configuração permitiu reduzir, consideravelmente, a deformação inicial. Para esta ponte provisória, o valor da máxima deformada vertical da estrutura é igual a 15 cm, menos de metade da deformação anterior.

$$\frac{L}{x} = 0,15 \Leftrightarrow x = \frac{80}{0,15} \approx 500 \quad (4.66)$$

Para esta deformação, o limite de deformação seria igual a $\frac{L}{500}$.

A adoção da nova configuração da estrutura conduz a uma redução da deformada (62,5%) e a um aumento de peso de, aproximadamente, 20 toneladas (63 644 kg para 86 273 kg). Com isto, é possível perceber a resposta da estrutura à nova solução.

4.4.5.COMPARAÇÃO DO CASO EM ESTUDO COM A PONTE DE OPS DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 3

Este subcapítulo apresenta o segundo estudo da análise estrutural, ou seja, a comparação do caso em estudo com a ponte em que se aplica pré-esforço orgânico (OPS), estudada pelo engenheiro António André. É importante salientar que, a única diferença entre estas duas estruturas reside na aplicação do pré-esforço na estrutura do engenheiro António André.

Ao longo deste subcapítulo, será realizada uma verificação à resistência e à deformação dos elementos da ponte metálica provisória e, posteriormente, uma otimização da mesma. Esta otimização vai, ainda, permitir entender se a solução do subcapítulo 4.4.2 é uma solução viável, uma vez que, a única característica que as diferencia é o tipo de material da estrutura. Neste caso, optou-se por um aço S460 porque é o mesmo tipo de material aplicado na ponte provisória com OPS.

4.4.5.1. IPE

O perfil do tipo IPE 300 verifica, novamente, com um rácio muito inferior a 1.

4.4.5.2. PRS

O perfil PRS_ch6_180x180 não valida 8 elementos, visível na Figura 4.40.

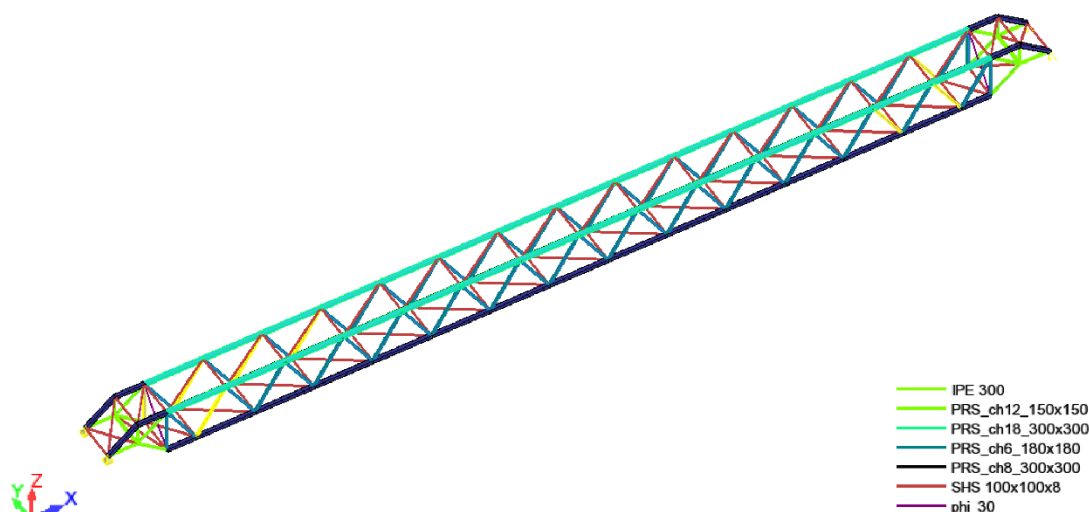


Figura 4.40 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch6_180x180 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3

Quadro 4.38 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch6_180x180 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch6_180x180	201	214	1,14	Flexão composta com compressão
	223	212	1,08	Flexão composta com compressão
	226	212	1,23	Flexão composta com compressão
	283	218	1,30	Flexão composta com compressão
	286	214	1,15	Flexão composta com compressão
	287	214	1,03	Flexão composta com compressão
	308	212	1,05	Flexão composta com compressão
	312	218	1,06	Flexão composta com compressão

Em relação ao perfil PRS_ch8_300x300, 20 elementos não verificam a sua segurança de acordo com o Eurocódigo 3. A Figura 4.41 identifica todos os elementos que não verificam resistência em relação às combinações do Estado Limite Último (ULS) através da cor amarela.

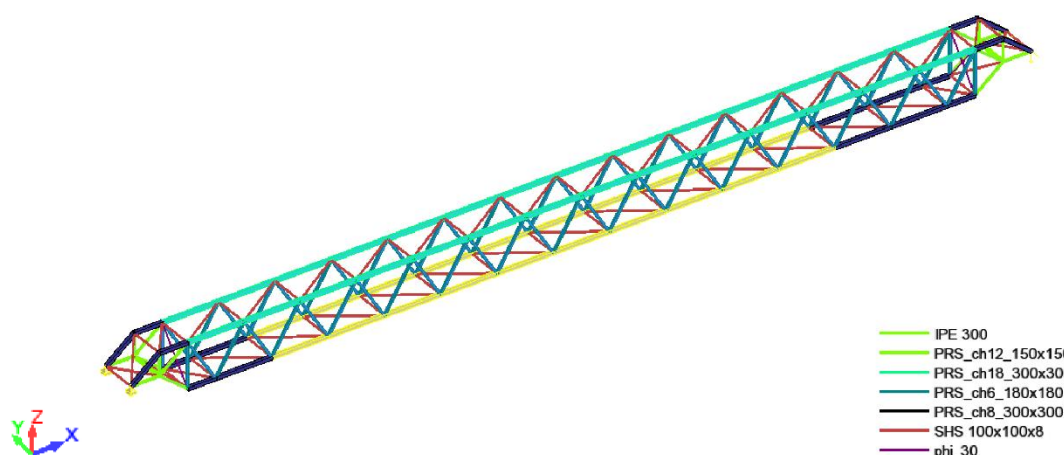


Figura 4.41 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch8_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3

Quadro 4.39 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3 – parte 1

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch8_300x300	269	214	2,56	Flexão composta
	270	234	8,19	Flexão composta
	271	233	>>1000	Flexão composta
	272	227	>>1000	Flexão composta
	273	226	>>1000	Flexão composta

Quadro 4.40 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch8_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3 – parte 2

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch8_300x300	274	226	156,26	Flexão composta
	275	223	>>1000	Flexão composta
	276	227	>>1000	Flexão composta
	277	216	1,38	Tração
	278	216	1,19	Flexão composta
	362	216	>>1000	Flexão composta
	363	233	>>1000	Flexão composta
	364	221	>>1000	Flexão composta
	365	214	1,62	Tração
	366	234	>>1000	Flexão composta
	367	212	1,81	Tração
	368	221	493,00	Flexão composta
	369	224	>>1000	Flexão composta
	370	227	2,34	Flexão composta
	371	212	1,21	Tração

De acordo com o Eurocódigo 3, o perfil PRS_ch12_150x150 verifica a segurança.

O perfil PRS_ch18_300x300 é só aplicado nas cordas superiores da ponte e, à semelhança dos perfis anteriores, os elementos deste perfil não verificam na sua totalidade. A Figura 4.42 ilustra o caso em estudo com alguns elementos de cor amarela, sendo estes os elementos não validados.

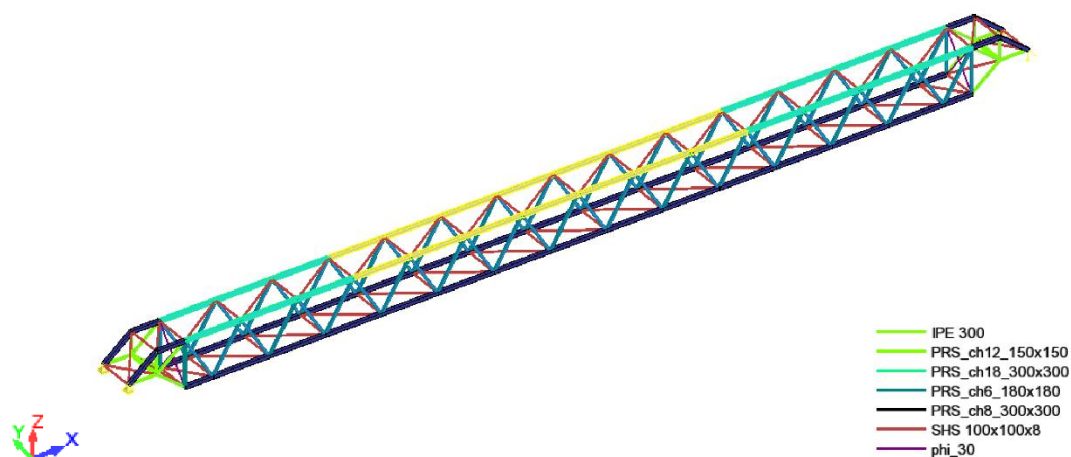


Figura 4.42 Modelo da ponte provisória com a identificação das secções do tipo PRS_ch18_300x300 que não verificam a segurança (cor amarela), de acordo com o Eurocódigo 3

Quadro 4.41 Quadro resumo de todos os elementos de secção PRS_ch18_300x300 que não verificaram a segurança, de acordo com o Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio	Motivo para a não verificação
PRS_ch18_300x300	256	212	1,10	Flexão composta
	257	212	1,19	Flexão composta
	260	212	1,18	Flexão composta
	261	214	1,10	Flexão composta
	262	214	1,16	Flexão composta
	310	212	1,29	Flexão composta com compressão
	323	212	1,29	Flexão composta com compressão
	343	216	1,00	Flexão composta com compressão
	344	216	1,09	Flexão composta com compressão
	347	216	1,09	Flexão composta com compressão
	348	216	1,19	Flexão composta com compressão
	349	216	1,19	Flexão composta com compressão
	354	218	1,02	Flexão composta com compressão
	355	218	1,08	Flexão composta com compressão

4.4.5.3. SHS

Tal como os perfis IPE 300 e PRS_ch12_150x150, os elementos do perfil SHS verificam a resistência em relação às combinações do estado limite último.

4.4.5.4. Deformação

A deformação da estrutura está limitada para o valor de 10 cm. Porém, esta estrutura não verifica esse limite, porque possui uma deformação vertical máxima igual a 45,3 cm.

4.4.5.5. Otimização da estrutura de acordo com o Eurocódigo 3

Em primeiro lugar, foram alterados todos os perfis que não verificavam a segurança. tal como foi apresentado nos outros 3 casos, pontos 4.4.2, 4.4.3 e 4.4.4. A Figura 4.43 e o Quadro 4.42 apresentam essa otimização.

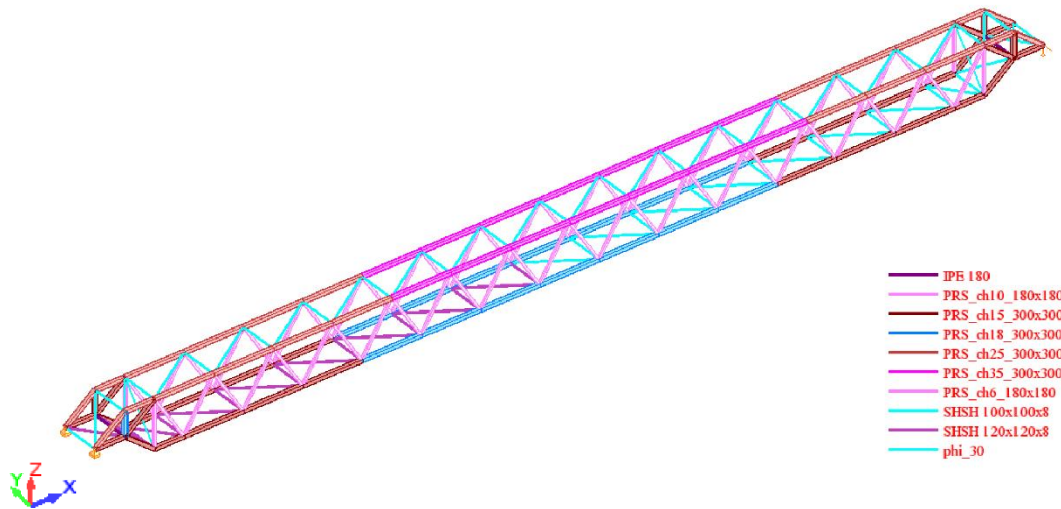


Figura 4.43 Modelo da ponte provisória, segundo o estado limite último do Eurocódigo 3

Quadro 4.42 Quadro resumo do rácio das secções, segundo o estado limite último do Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio
PRS_ch6_180x180	290	214	0,83
PRS_ch10_180x180	283	214	0,94
PRS_ch15_300x300	363	214	0,80
PRS_ch18_300x300	367	212	0,90
PRS_ch25_300x300	262	214	0,91
PRS_ch35_300x300	323	212	0,77
SHS_100x100x8	432	208	0,58
SHS_120x120x8	58	207	0,40
IPE 180	932	220	0,52

Com a adoção de novas secções à estrutura, o seu peso, segundo o estado limite último, passou a ser igual a 86 908 kg.

De seguida, procedeu-se à verificação da deformada da estrutura, de acordo com as combinações frequentes do Eurocódigo 3. Nesta estrutura, a máxima deformada vertical da estrutura foi igual a 27,1 cm, não respeitando o limite máximo de 10 cm.

A aplicação de um novo conjunto de barras permitiu que a estrutura validasse todas as verificações impostas pelo documento normativo Eurocódigo 3. A nova configuração da estrutura apresenta-se na Figura 4.44 e ainda se apresenta o Quadro 4.43 com o relatório do pior rácio de cada perfil.

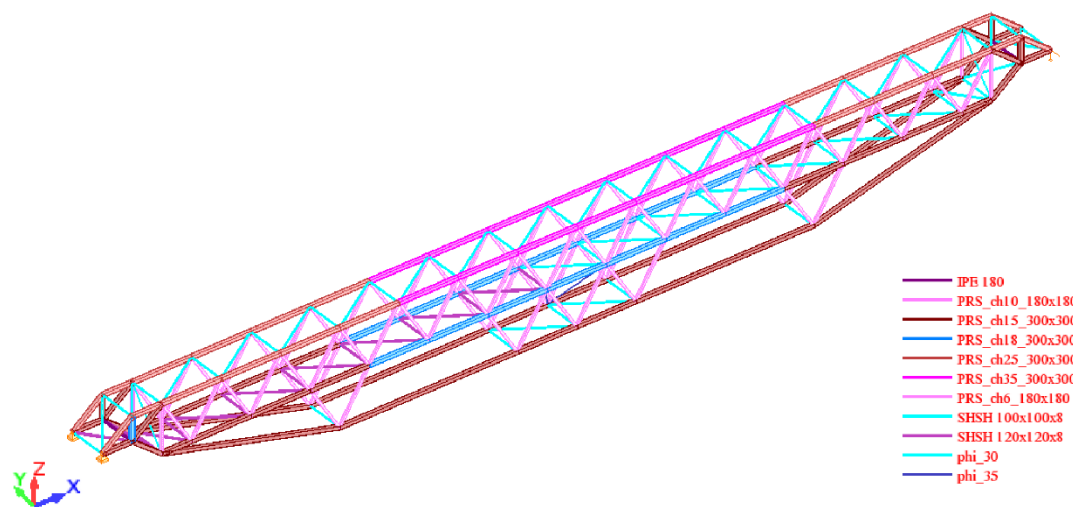


Figura 4.44 Nova configuração da ponte provisória, de acordo com os estados limites último e de serviço do Eurocódigo 3

Quadro 4.43 Quadro resumo do rácio das secções, segundo o estado limite último do Eurocódigo 3

Perfil	Elemento	Combinação	Rácio
PRS_ch6_180x180	208	214	0,89
PRS_ch10_180x180	201	214	0,48
PRS_ch15_300x300	1747	212	0,46
PRS_ch18_300x300	367	212	0,21
PRS_ch25_300x300	262	214	0,56
PRS_ch35_300x300	310	228	0,53
SHS_100x100x8	432	220	0,79
SHS_120x120x8	58	220	0,87
IPE 180	932	207	0,99

Os Quadros 4.42 e 4.43 permitem verificar que a nova configuração da ponte provisória fez com que alguns rácios das barras se aproximassem do limite quando, inicialmente, se apresentavam longe do mesmo. O motivo pelo qual acontece é o mesmo do descrito no ponto 4.4.2.5, manter a integridade da ponte provisória inicialmente concebida.

Quando os novos elementos são adicionados, a estrutura passa de um peso de 86 908 kg para um peso igual a 109 725 kg, sofrendo, assim, um incremento de, aproximadamente, 23 toneladas.

4.5. CONCLUSÃO

De acordo com a análise estrutural elaborada neste capítulo, é possível concluir qual o documento que possui a metodologia mais rigorosa. Esta avaliação usou os seguintes critérios:

- A verificação da estrutura inicial;
- O peso e a deformada da estrutura, quando a mesma verifica a segurança dos elementos;
- O peso e a deformação da estrutura, quando a mesma verifica a segurança dos elementos e a deformada.

Estes dois últimos critérios encontram-se descritos, resumidamente, nos Quadros 4.44 e 4.45.

Ao longo da verificação da estrutura inicial, foi possível analisar cada documento ao pormenor e perceber qual deles permitia a maior e menor validação de elementos. Para o caso em estudo, a norma AASHTO demonstrou ser o documento mais rigoroso pois é o documento que apresenta mais elementos não validados, enquanto que, o documento Trilateral Design and Test Code se demonstrou mais permissivo pois, é o documento que valida mais elementos da estrutura. O documento normativo Eurocódigo 3 apresenta-se entre estes dois documentos.

Após esta verificação, são aplicados novos perfis em que o principal objetivo é a validação da resistência dos elementos. Neste procedimento verifica-se que o peso aumenta, consideravelmente, em quase todas as legislações aplicadas. Contudo, a AASHTO sobressai-se, novamente, pelo maior peso na estrutura, apresentado no Quadro 4.44. Isto acontece porque, esta norma aplica uma ação do vento bastante superior, quando comparada com aos outros dois documentos. Em relação à deformada, o Trilateral Design and Test Code, prevalece nesta categoria, com a maior deformada na estrutura. Porém, importa salientar que, este documento não aplica qualquer restrição à deformação.

Como é possível verificar no Quadro 4.45, o limite de deformação não se verifica em alguns documentos, então, como solução a este problema, aplicou-se uma nova configuração à estrutura objetivando a configuração de mais inércia ao centro da estrutura. Essa configuração permitiu respeitar os limites de deformação que foram enunciados no trabalho. Com esta nova aplicação comparou-se o peso da estrutura, quando verifica a segurança dos elementos, ao peso da estrutura, quando verifica a segurança dos elementos e deformada, de forma a perceber, novamente, qual o documento mais rigoroso. Para este caso em estudo, a norma AASHTO apresentou-se, mais uma vez, como o documento mais rigoroso, uma vez que, a sua diferença de pesos é superior à diferença de pesos das outras legislações (ver Quadro 4.44). Este novo conjunto de barras também é aplicado no Trilateral Design and Test Code, com o objetivo de perceber a influência da mesma na estrutura. Neste sentido, o Quadro 4.45 apresenta uma máxima deformada da estrutura superior, quando comparado com outras normas, contudo aceitável pois este documento não limita a deformação.

Ainda pode ser realizada uma avaliação entre os dois modelos que diferem o tipo de material, mas que se apresentam de acordo com Eurocódigo 3. Em relação à deformada, as duas estruturas, inicialmente, não verificam o limite imposto, mas com a aplicação de uma nova configuração da ponte, esse problema é ultrapassado. Em relação a pesos, a estrutura com um tipo de material S460 apresenta um peso inferior à estrutura com um tipo de material S355. No entanto, seria necessária uma avaliação económica, de forma a entender qual a solução mais viável.

Com toda esta avaliação, é possível concluir que a norma AASHTO é o documento que possui a metodologia mais rigorosa e que o Trilateral Design and Test Code é o documento mais permissivo.

Quadro 4.44 Quadro resumo dos pesos da estrutura, de acordo com os respectivos documentos

Documento	Peso da estrutura	
	Quando verifica a segurança dos elementos	Quando verifica a segurança dos elementos e deformada
EC 3 (S355)	98 370 kg	121 274 kg
AASHTO (S355)	120 623 kg	157 587 kg
Trilateral Design and Test Code (S355)	63 644 kg	86 273 kg*
EC3 (S460)	86 908 kg	109 725 kg

Nota:

*Este documento não limita a deformação da estrutura.

Quadro 4.45 Quadro resumo da deformação, de acordo com os respectivos documentos

Documento	Deformação da estrutura	
	Quando verifica a segurança dos elementos	Quando verifica a segurança dos elementos e deformada
EC 3 (S355)	23,8 cm	≈10 cm
AASHTO (S355)	28,8 cm	≈10 cm
Trilateral Design and Test Code (S355)	40 cm	≈15 cm
EC3 (S460)	27,1 cm	≈10 cm

Nota:

*Este documento não limita a deformação da estrutura.

Apresenta-se o Quadro 4.46 de forma a perceber a influência da aplicação do pré-esforço (OPS) na estrutura. Relativamente ao peso, a estrutura em estudo sofre um aumento de, aproximadamente, 45 toneladas, um acréscimo considerável, mas que se justifica, pois, a aplicação do pré-esforço na estrutura permite resolver o problema da deformação, o que não acontece com a estrutura em estudo.

Quadro 4.46 Quadro resumo da estrutura provisória com e sem a aplicação do OPS, de acordo com o Eurocódigo 3

Estrutura	Peso final	Deformada final
Ponte provisória com OPS (EC3 – S460)	65 000 kg	≈ 0 cm
Ponte provisória (EC3 – S460)	109 725 kg	≈10 cm

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta um resumo do trabalho desenvolvido ao longo de cinco meses, dando principal destaque às conclusões adquiridas nesta dissertação.

Além desta síntese, este capítulo propõe alguns trabalhos posteriores a este, que visam uma melhor interpretação do tema abordado neste trabalho.

5.2. CONCLUSÃO FINAL

O principal objetivo desta dissertação foi o dimensionamento de uma ponte provisória metálica, para um vão de 80 metros.

Numa primeira fase, foi elaborado um estudo que permite entender a importância da aplicação das pontes provisórias, para que circunstâncias esta deve ser aplicada, as principais características que estas possuem e o tipo de empresas que as desenvolviam. Para uma melhor interpretação deste tema, foram ainda efetuadas algumas pesquisas de recentes aplicações de pontes provisórias.

A partir do estudo anterior, foi possível identificar alguns documentos normativos e técnicos utilizados no dimensionamento de pontes provisórias rodoviárias.

Neste trabalho foram aplicados quatro documentos, designadamente o Eurocódigo 3, a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), o Trilateral Design and Test Code e o Standardization Agreement (STANAG).

Inicialmente, foram estudadas todas as ações, combinações de ações e verificações de cada documento, de forma a aplicar nas estruturas, nomeadamente, pontes. Chegou-se à conclusão que este estudo não permitia perceber qual o documento mais rigoroso, uma vez que, para cada um dos documentos existe diferentes: quantificações de ações, combinações de ações e verificações de segurança. Assim, a única maneira de entender a importância de cada documento, seria a aplicar cada um deles num caso de estudo.

O caso em estudo deste trabalho provém de uma tese de doutoramento em que, se estuda a influência da aplicação do pré-esforço orgânico (OPS) numa ponte provisória metálica com um vão de 80 metros. No entanto, o caso em estudo vai utilizar só a estrutura metálica e não o pré-esforço orgânico aplicado na ponte.

Com base neste caso de estudo foi elaborado um dimensionamento da estrutura, que consistiu na modelação da estrutura, no cálculo e aplicação das ações, e por fim numa análise estrutural. Esta análise não teve só o objetivo de comparar os vários documentos normativos e técnicos estudados, mas também entender a importância do pré-esforço quando aplicado a uma ponte provisória metálica com um vão de 80 metros.

Em relação aos documentos normativos e técnicos, foi possível concluir que a norma AASHTO é a norma mais rigorosa pois condiciona mais a estrutura tanto em relação à verificação da segurança dos elementos como em relação à verificação da deformação. Por outro lado, é necessário ter em atenção que, a falta de informação relativa ao limite de deformação vertical aplicado às normas Eurocódigo 3 e Trilateral Design and Test Code pode ter sido mais condicionada pela norma AASHTO. Além disto, o documento Trilateral Design and Test Code não diferencia combinações, aplicando as mesmas na verificação da resistência dos elementos e na deformação.

Relativamente ao pré-esforço orgânico (OPS), foi possível entender a sua importância na aplicação da estrutura, uma vez que possibilita uma ponte muito mais leve (cerca de 59% mais leve que a ponte com a mesma configuração e material, mas sem OPS) e uma deformação aproximadamente nula. Apesar destas vantagens, só com uma avaliação económica seria possível perceber, se a aplicação de OPS na estrutura, se tornaria viável em relação à estrutura com a nova configuração.

No que toca ao Eurocódigo 3, também foi possível realizar uma comparação, de pesos e deformadas, entre duas estruturas com a mesma configuração, mas de diferente material (S355 e S460). Com a mesma deformada, a estrutura com o material S460 apresentou um peso inferior à estrutura com o material S355, porém seria necessária uma avaliação económica para perceber se seria um benefício utilizar o material S460 em vez do material S355.

5.3. TRABALHOS FUTUROS

Atendendo ao facto de que este trabalho apenas se restringiu à análise da resistência à segurança e deformação de uma ponte metálica provisória com um vão de 80 metros, propõe-se como desenvolvimento futuro uma nova análise da mesma ponte metálica provisória, mas neste caso com vãos diferentes de forma a perceber a relevância do mesmo neste dimensionamento. Além da análise aos diferentes vãos, pode também ser estudado outros tipos de materiais provenientes de outros países.

Este trabalho pode ainda ser complementado com o estudo de uma análise não linear geométrica da estrutura simples ou da sua nova configuração.

Propõe-se ainda o estudo à fadiga da estrutura de acordo com os vários documentos técnicos e normativos analisados nesta dissertação.

Outro trabalho futuro seria estudar o tipo de ligações que deverão ser aplicadas a esta ponte provisória.

Os trabalhos futuros apresentados neste subcapítulo têm o objetivo de alargar conhecimentos sobre o tema abordado nesta dissertação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2012). *AASHTO LFRD Bridge Design Specifications*. Washington DC.
- Acrow Bridge. (2016). (<http://www.acrow.com/products-services/bridges/>). Consultado a 18 de março de 2016.
- Acrow Bridge. (2015). (<http://acrow.com/wp-content/uploads/2015/09/Skagit-River-Case-History.pdf>). Consultado a 26 de abril de 2016.
- Acrow Bridge. (2014). (<http://acrow.com/wp-content/uploads/2015/09/Military-Case-History.pdf>). Consultado a 18 de março de 2016.
- André, A. (2016). *Estudo da Aplicação de Pré-esforço Orgânico em Pontes Provisórias*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Army-technology.com. (11 de maio de 2012). (<http://www.army-technology.com/news/newsgd-to-develop-jab-prototypes-for-us-army>). Consultado a 14 de março de 2016
- Army Guide. (2015). (<http://www.army-guide.com/eng/product2073.html>). Consultado a 18 de março de 2016
- Association of the United States Army. (5 de Agosto de 2015). (<http://www.ausa.myindustrytracker.com/en/article/64774>). Consultado a 23 de março de 2016
- Caltrans. (2004). Bridge Design Specifications – Section 3 Loads. (<http://www.dot.ca.gov/des/techpubs/manuals/bridge-design-specifications/page/section3.pdf>). Consultado a 16 de junho de 2016
- Clark Construction. (2013). (<https://www.clarkconstruction.com/our-work/projects/i-5-skagit-river-bridge-emergency-replacement>). Consultado a 26 de abril de 2016
- CNIM. (2015a). PTA Modular Assault Bridge (http://www.cnim.com/resources/fichiers/cnim_fr_en/brochure/pta-eng-avril-2015.pdf). Consultado a 16 de março de 2016
- CNIM. (2015b). (<http://www.cnim.com/en/modular-assault-bridge-pta.aspx>). Consultado a 16 de março de 2016
- Correia (2016). (<http://www.jsoarescorreia.pt/wp-content/uploads/1111/11/chapa.pdf>). Consultado a 13 de Junho de 2016.
- Defense Video & Imagery Distribution System. (2012). (<https://www.dvidshub.net/image/559055/stryker-engineers-first-emplace-bridge-air-since-fielding#.VxVgt3rKutt>). Consultado a 15 de março de 2016
- El Universo. (6 de março de 2016). (<http://www.eluniverso.com/noticias/2016/03/16/nota/5467536/se-coloco-puente-bailey-atahualpa>). Consultado a 25 de março de 2016
- El Telegrafo. (17 de março de 2016). (<http://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/regional-sur/1/un-puente-bailey-habilita-otra-vez-el-transito-entre-cantones>). Consultado a 25 de março de 2016
- EN 1990 (2009) – Basis of structural design. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- EN 1991-1-3 (2009) - Actions on structures - Part 1-3: General actions – Snow loads. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1991-1-4 (2010) - Actions on structures - Part 1-4: General actions – Wind actions. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1991-1-5 (2009) - Actions on structures - Part 1-5: General actions – Thermal actions. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1991-2 (2003) - Actions on structures - Part 2: General actions – Traffic load on bridges. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1993-1-1 (2010) – Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules buildings. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

Exército Português. (27 de dezembro de 2010). (<http://www.exercito.pt/Noticias/Paginas/MONTAGEMDEPONTEMILITAR.aspx>), Consultado a 17 de março de 2016

Federal Highway Administration. (11 de maio de 2015). (<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/prefab/psbsreport03.cfm>). Consultado 26 de abril de 2016.

Federal Highway Administration. (2014). (<https://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/14novdec/05.cfm>). Consultado a 26 de abril de 2016.

Figueira na Hora. (11 de abril de 2016). (<http://www.figueiranahora.com/actualidade/a14-ponte-militar-deve-entrar-em-funcionamento-no-fim-de-semana>). Consultado a 13 de abril de 2016

General Dynamics European Land Systems. (2012a). Improved Ribbon Bridge IRB (https://www.gdels.com/brochures/bridge_rebs.pdf). Consultado a 15 de março de 2016

General Dynamics European Land Systems. (2012b). Improved Ribbon Bridge IRB (https://www.gdels.com/brochures/bridge_irb.pdf). Consultado a 18 de março de 2016

GOV.UK. (11 de julho de 2013). (<https://www.gov.uk/government/news/british-and-french-troops-in-bridging-master-class>), Consultado a 18 de março de 2016

Hornbeck, B., Kluck, J., Connor, R. (2005). Trilateral Design and Test Code for Military Bridging. Tardec Bridging

Imgur. (2015). (<http://imgur.com/gallery/Pi1ou>). Consultado a 10 de março de 2016

Jornal de Notícias. (15 de abril de 2016). (<http://www.jn.pt/local/noticias/coimbra/figueira-da-foz/interior/ponte-militar-abriu-ao-transito-na-a14-em-maiorca-5127553.html>). Consultado a 18 de abril de 2016

Kim, Y. J. (2012). *Safety assessment of steel-plate girder bridges subjected to military load classification*. Engineering Structures 38: 21-31.

Kulicki, J. M., Mertz, D. R. Evolution of vehicular live load models during the interstate design era and beyond. *50 Years of interstate structures: past, present and future*, 154, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, 2006.

LNEC (2016). (<http://www.lnec.pt/pt/servicos/normalizacao-e-regulamentacao/normalizacao/ct-115-eurocodigos-estruturais/>). Consultado a 25 de maio de 2016.

Lucas D., Santos G., Tavares M., Almeida J., Oliveira P., Silva T., Junior J., Gonçalves L., (2013). *1ª Etapa (Tipos de pontes existentes)*. (<http://pt.slideshare.net/lowrraynyfranchesca/projeto-unificado-l-1-etapa-tipos-de-pontes-existentis>). Consultado a 14 de março de 2016

- Mabey. (2016a). (<https://www.mabey.com/int/pt/quem-somos/historia-e-patrimonio/our-heritage>). Consultado a 17 de março de 2016
- Mabey. (2016b). (<https://www.mabey.com/int/pt/encontrar-um-produto?category=Pontes&application=Pontes^Pontes%20de%20Emerg%C3%Aancia&type=>). Consultado a 17 de março de 2016
- Mabey. (2016c). (https://www.mabey.com/__data/assets/pdf_file/0020/8318/Construindo-Pontes-Mundo_PT.pdf). Consultado a março de 2016
- Mabey. (2016d). (<https://www.mabey.com/int/pt/encontrar-um-produto/pontes/mabey-compact-200>). Consultado a 18 de março de 2016
- Mabey. (2016e). (<https://www.mabey.com/int/pt/encontrar-um-produto/pontes/ponte-de-apoio-logistico-da-mabey>). Consultado a 18 de março de 2016
- Mabey. (2016f). (<https://www.mabey.com/int/pt/encontrar-um-produto/pontes/ponte-universal-da-mabey>). Consultado a 28 de março de 2016
- Mabey. (2016g). (<http://www.mabeybridge.com/case-studies/emergency-logistic-support-bridging/>). Consultado a 28 de março de 2016
- Military-Today. (2016a). (http://www.military-today.com/engineering/m104_wolverine.htm). Consultado a 15 de março de 2016
- Military-Today. (2016b). (http://www.military-today.com/engineering/m104_wolverine_images.htm). Consultado a 15 de março de 2016
- Miller J., Gill, W. (1987). *U.S. Army and Marine Corps development programs for assault and tactical bridges*. (http://heavymovablestructures.org/assets/technical_papers/00247.pdf). Consultado a 16 de março de 2016
- National Transportation Safety Board. (2014). *Collapse of the Interstate 5 Skagit River Bridge, Following a Strike by an Oversize Combination Vehicle, Mount Vernon, Washington, May 23, 2013*. (<http://www.nts.gov/investigations/AccidentReports/Reports/HAR1401.pdf>). Consultado a 26 de abril de 2016.
- Navy. (18 de maio de 2009). (http://www.navy.mil/submit/display.asp?story_id=45380). Consultado a 15 de março de 2016
- Olive-Drab. (12 de outubro de 2011). (http://olive-drab.com/idphoto/id_photos_avlb.php). Consultado a 14 de março de 2016
- Perneta, H. (2010). *Pontes metálicas em ambiente marítimo: Metodologias de avaliação, reparação e proteção*. Tese de Mestrado, Universidade da Madeira.
- PP El Verdadero. (16 de março de 2016). (<http://www.ppelverdadero.com.ec/pp-nacional/item/fluye-el-transito-entre-atahualpa-y-zaruma.html>). Consultado a 25 de março de 2016
- Radio Elite. (6 de março de 2016). (<http://www.radioelite.com.ec/web/atahualpa-esta-siendo-golpeado-por-la-naturaleza/>). Consultado a 25 de março de 2016
- Sia, B. (2008). *Fatigue life prediction for armored vehicle launched bridge (AVLB) for MLC70 and MLC 80 loads*. (www.dtic.mil/cgi-bin/GetTRDoc?AD=ADA479832). Consultado a 16 de março de 2016.

- SIC Notícias. (7 de abril de 2016). (<http://sicnoticias.sapo.pt/pais/2016-04-07-Ponte-militar-comecou-a-ser-montada-junto-a-A14-na-Figueira-da-Foz>). Consultado a 11 de abril de 2016
- Silva, D. (2008). *Dimensionamento de Tabuleiros de Pontes de Vãos Superiores a 100m com Vigas Metálicas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- STANAG 2021 (2006). AGREEMENT, N. S. STANAG 2021 Ed.6 - Military load classification of bridges, ferries, rafts and vehicles.NATO.
- Swiss Armed Forces. (10 de outubro de 2012). (http://www.vtg.admin.ch/internet/vtg/fr/tools/webarchiv/archiv_2012/eiop2012/kanderbruecke.html). Consultado a 28 de março de 2016
- Swiss Armed Forces. (10 de outubro de 2011). (http://www.vtg.admin.ch/internet/vtg/fr/tools/webarchiv/archiv_2011/ei2011/aqua1011.html). Consultado a 28 de março de 2016
- Think Defense. (8 de janeiro de 2012a). (<http://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-the-bailey-bridge/>), Consultado a 17 de março de 2016
- Think Defense. (30 de janeiro de 2012b). (<http://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-medium-girder-bridge/>), Consultado a 18 de março de 2016
- TSF Rádio Notícias. (2 de abril de 2016). (<http://www.tsf.pt/sociedade/interior/piso-cede-e-abre-buraco-na-a14-em-montemor-o-velho-5106862.html>). Consultado a 11 de abril de 2016
- Unibridge. (2012). (<http://www.unibridge.fr/emergency-bridges/>). Consultado a 14 de março de 2016
- U.S. Army. (24 de julho de 2008). (<http://www.army.mil/-images/2008/07/24/19916>). Consultado a 15 de março de 2016
- U.S. Army. (24 de julho de 2008). (<http://www.army.mil/article/63796>). Consultado a 15 de março de 2016
- Vancouver Sun. (2013). (<http://www.vancouversun.com/news/Photos+Skagit+River+Bridge+collapses/8427926/story.html>). Consultado a 26 de abril de 2016
- WFEL. (2011a). DSB Dry Support Bridge (<https://www.wfel.com/downloads/wfel-dsb-brochure.pdf>). Consultado a 17 de março de 2016
- WFEL. (2011b). MGB Medium Girder Bridge (<https://www.wfel.com/downloads/wfel-mgb-brochure.pdf>). Consultado a 17 de março de 2016
- WFEL. (2011c). APFB Air Portable Ferry Bridge (<https://www.wfel.com/downloads/wfel-apfb-brochure.pdf>). Consultado a 18 de março de 2016
- WFEL. (1 de março de 2013). (<https://www.wfel.com/news/emergency-and-disaster-relief-bridging-the-gap/>). Consultado a 21 de março de 2016
- WFEL. (5 de agosto de 2015). (<https://www.wfel.com/news/swiss-army-use-wfel-dsb-in-disaster-relief-operation/>). Consultado a 23 de março de 2016
- Wikipedia. (28 de março de 2016). (https://en.wikipedia.org/wiki/Mabey_Logistic_Support_Bridge). Consultado a 4 de abril de 2016
- Wikipedia. (27 de julho de 2015). (https://en.wikipedia.org/wiki/I-5_Skagit_River_Bridge_collapse). Consultado a 26 de abril de 2016

ANEXOS**ANEXO I – AÇÕES**

Símbolo	Ação
PP	Peso Próprio
RCP	Restantes Cargas Permanentes
LM1_TS	Carga Rodoviária LM1 - Tandem
LM1_UDL	Carga Rodoviária LM1 - Lane
LM2	Carga Rodoviária LM2
LM3_SV1200	Carga Rodoviária LM3 – Veículo Especial 1200
LM4	Carga Rodoviária LM4
VT	Vento Transversal
VL	Vento Longitudinal
VTV	Vento Transversal no Veículo
VVA	Vento Vertical Ascendente
VVD	Vento Vertical Descendente
HL-93 CC	Carga Rodoviária HL-93 – Carga Camião
HL-93 CT	Carga Rodoviária HL-93 – Carga Tandem
HL-93 CV	Carga Rodoviária HL-93 – Carga da Via
HS25 CC	Carga Rodoviária HS25 – Carga Camião
HS25 CT	Carga Rodoviária HS25 – Carga Tandem
HS25 CV	Carga Rodoviária HS25 – Carga da Via
MLC120	Carga Rodoviária MLC120
LM	Lama

ANEXO II – COMBINAÇÃO DE AÇÕES DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 0

Combinações do Estado Limite Último (ULS)

Nº	Combinação
200	ULS – LM1 – Caso 1
201	ULS – LM1 – Caso 2
202	ULS – LM2 – Caso 1
203	ULS – LM2 – Caso 2
204	ULS – LM3_SV1200 – Caso 1
205	ULS – LM3_SV1200 – Caso 2
206	ULS – LM4
207	ULS – Vento Trans. + Vento Vert. Ascendente
208	ULS – Vento Trans. + Vento Vert. Descendente
209	ULS – Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
210	ULS – Vento Long. + Vento Vert. Descendente

Nº	Combinação
211	ULS – LM1 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Ascendente
212	ULS – LM1 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Descendente
213	ULS – LM1 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Ascendente
214	ULS – LM1 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Descendente
215	ULS – LM1 – Caso 1 + Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
216	ULS – LM1 – Caso 1 + Vento Long. + Vento Vert. Descendente
217	ULS – LM1 – Caso 2 + Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
218	ULS – LM1 – Caso 2 + Vento Long. + Vento Vert. Descendente

Nº	Combinação
219	ULS – Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Ascendente + LM1 – Caso 1
220	ULS – Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Descendente + LM1 – Caso 1
221	ULS – Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Ascendente + LM1 – Caso 2
222	ULS – Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Descendente + LM1 – Caso 1
223	ULS – Vento Long. + Vento Vert. Ascendente + LM1 – Caso 1
224	ULS – Vento Long. + Vento Vert. Descendente + LM1 – Caso 1
225	ULS – Vento Long. + Vento Vert. Ascendente + LM1 – Caso 2
226	ULS – Vento Long. + Vento Vert. Descendente + LM1 – Caso 2

Nº	Combinação
227	ULS – LM3_SV1200 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Ascendente
228	ULS – LM3_SV1200 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Descendente
229	ULS – LM3_SV1200 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Ascendente
230	ULS – LM3_SV1200 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Descendente
231	ULS – LM3_SV1200 – Caso 1 + Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
232	ULS – LM3_SV1200 – Caso 1 + Vento Long. + Vento Vert. Descendente
233	ULS – LM3_SV1200 – Caso 2 + Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
234	ULS – LM3_SV1200 – Caso 2 + Vento Long. + Vento Vert. Descendente

Combinações do Estado Limite de Utilização (SLS)

Nº	Combinação
300	SLS - CC – LM1 – Caso 1
301	SLS - CC – LM1 – Caso 2
302	SLS - CC – LM2 – Caso 1
303	SLS - CC – LM2 – Caso 2
304	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 1
305	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 2
306	SLS - CC – LM4
307	SLS - CC – Vento Trans. + Vento Vert. Ascendente
308	SLS - CC – Vento Trans. + Vento Vert. Descendente
309	SLS - CC – Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
310	SLS - CC – Vento Long. + Vento Vert. Descendente

Nº	Combinação
311	SLS - CC – LM1 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Ascendente
312	SLS - CC – LM1 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Descendente
313	SLS - CC – LM1 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Ascendente
314	SLS - CC – LM1 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Descendente
315	SLS - CC – LM1 – Caso 1 + Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
316	SLS - CC – LM1 – Caso 1 + Vento Long. + Vento Vert. Descendente
317	SLS - CC – LM1 – Caso 2 + Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
318	SLS - CC – LM1 – Caso 2 + Vento Long. + Vento Vert. Descendente

Nº	Combinação
219	ULS – Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Ascendente + LM1 – Caso 1
320	SLS - CC – Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Descendente + LM1 – Caso 1
321	SLS - CC – Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Ascendente + LM1 – Caso 2
322	SLS - CC – Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Descendente + LM1 – Caso 1
323	SLS - CC – Vento Long. + Vento Vert. Ascendente + LM1 – Caso 1
324	SLS - CC – Vento Long. + Vento Vert. Descendente + LM1 – Caso 1
325	SLS - CC – Vento Long. + Vento Vert. Ascendente + LM1 – Caso 2
326	SLS - CC – Vento Long. + Vento Vert. Descendente + LM1 – Caso 2

Nº	Combinação
327	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Ascendente
328	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 1 + Vento Vert. Descendente
329	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Ascendente
330	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento no Veículo – Caso 2 + Vento Vert. Descendente
331	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 1 + Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
332	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 1 + Vento Long. + Vento Vert. Descendente
333	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 2 + Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
334	SLS - CC – LM3_SV1200 – Caso 2 + Vento Long. + Vento Vert. Descendente

Nº	Combinação
400	SLS_CF – LM1 – Caso 1
401	SLS_CF – LM1 – Caso 2
402	SLS _CF – LM2 – Caso 1
403	SLS _CF – LM2 – Caso 2
404	SLS _CF – LM4
405	SLS _CF – Vento Trans. + Vento Vert. Ascendente
406	SLS _CF – Vento Trans. + Vento Vert. Descendente
407	SLS _CF – Vento Long. + Vento Vert. Ascendente
408	SLS _CF – Vento Long. + Vento Vert. Descendente

Nº	Combinação
450	SLS_CQP – Ações permanentes

Quadro das Combinações Estado Limite Último (ULS)

Nº	Ações											
	PP	RCP	LM1-TS	LM1-UDL	LM2	LM3-SV1200	LM4	VT	VL	VTV	VVA	VVD
200	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	-	-	-	-	-
201*	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	-	-	-	-	-
202	1,35	1,35	-	-	1,35	-	-	-	-	-	-	-
203*	1,35	1,35	-	-	1,35	-	-	-	-	-	-	-
204	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	-	-	-	-	-
205*	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	-	-	-	-	-
206	1,35	1,35	-	-	-	-	1,35	-	-	-	-	-
207	1,35	1,35	-	-	-	-	-	1,50	-	-	1,50	-
208	1,35	1,35	-	-	-	-	-	1,50	-	-	-	1,50
209	1,35	1,35	-	-	-	-	-	-	1,50	-	1,50	-
210	1,35	1,35	-	-	-	-	-	-	1,50	-	-	1,50
211	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	0,90	-	0,90	0,90	-
212	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	0,90	-	0,90	-	0,90
213*	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	0,90	-	0,90	0,90	-
214*	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	0,90	-	0,90	-	0,90
215	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	-	0,90	-	0,90	-

Nº	Ações											
	PP	RCP	LM1-TS	LM1-UDL	LM2	LM3-SV1200	LM4	VT	VL	VTV	VVA	VVD
216	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	-	0,90	-	-	0,90
217*	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	-	0,90	-	0,90	-
218*	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	-	0,90	-	-	0,90
219	1,35	1,35	1,01	0,54	-	-	-	1,50	-	1,50	1,50	-
220	1,35	1,35	1,01	0,54	-	-	-	1,50	-	1,50	-	1,50
221*	1,35	1,35	1,01	0,54	-	-	-	1,50	-	1,50	1,50	-
222*	1,35	1,35	1,01	0,54	-	-	-	1,50	-	1,50	-	1,50
223	1,35	1,35	1,01	0,54	-	-	-	-	1,50	-	1,50	-
224	1,35	1,35	1,01	0,54	-	-	-	-	1,50	-	-	1,50
225*	1,35	1,35	1,01	0,54	-	-	-	-	1,50	-	1,50	-
226*	1,35	1,35	1,01	0,54	-	-	-	-	1,50	-	-	1,50
227	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	0,90	-	0,90	0,90	-
228	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	0,90	-	0,90	-	0,90
229*	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	0,90	-	0,90	0,90	-
230*	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	0,90	-	0,90	-	0,90

Nº	Ações											
	PP	RCP	LM1-TS	LM1-UDL	LM2	LM3-SV1200	LM4	VT	VL	VTV	VVA	VVD
231	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	-	0,90	-	0,90	-
232	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	-	0,90	-	-	0,90
233*	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	-	0,90	-	0,90	-
234*	1,35	1,35	-	-	-	1,35	-	-	0,90	-	-	0,90

*- Não são combinações repetitivas pois a ação do trafego rodoviário é colocado em posições diferentes, no tramo inicial (antes dos 25 metros) e no tramo central da ponte.

Quadro das Combinações Estado Limite de Utilização (SLS)

Nº	Ações											
	PP	RCP	LM1-TS	LM1-UDL	LM2	LM3-SV1200	LM4	VT	VL	VTV	VVA	VVD
300	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-
301*	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-
302	1,00	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-	-
303*	1,00	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-	-
304	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-
305*	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-
306	1,00	1,00	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-
307	1,00	1,00	-	-	-	-	-	1,00	-	-	1,00	-
308	1,00	1,00	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-	1,00
309	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	1,00	-	1,00	-
310	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	1,00	-	-	1,00
311	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	0,60	-	0,60	0,60	-
312	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	0,60	-	0,60	-	0,60
313*	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	0,60	-	0,60	0,60	-
314*	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	0,60	-	0,60	-	0,60
315	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	0,60	-	0,60	-

Nº	Ações											
	PP	RCP	LM1-TS	LM1-UDL	LM2	LM3-SV1200	LM4	VT	VL	VTV	VVA	VVD
331	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	-	0,60	-	0,60	-
332	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	-	0,60	-	-	0,60
333*	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	-	0,60	-	0,60	-
334*	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	-	0,60	-	-	0,60
400	1,00	1,00	0,75	0,40	-	-	-	-	-	-	-	-
401*	1,00	1,00	0,75	0,40	-	-	-	-	-	-	-	-
402	1,00	1,00	-	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-
403*	1,00	1,00	-	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-
404	1,00	1,00	-	-	-	-	0,75	-	-	-	-	-
405	1,00	1,00	-	-	-	-	-	0,20	-	-	0,20	-
406	1,00	1,00	-	-	-	-	-	0,20	-	-	-	0,20
407	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	0,20	-	0,20	-
408	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	0,20	-	-	0,20
450	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

*- Não são combinações repetitivas pois a ação do tráfego rodoviário é colocado em posições diferentes, no tramo inicial (antes dos 25 metros) e no tramo central da ponte.

ANEXO III – COMBINAÇÃO DE AÇÕES DE ACORDO COM A AASHTO

Combinações Strength

Nº	Combinação
200	Strength I – HL-93 Combinação 1 – Caso 1
201	Strength I – HL-93 Combinação 1 – Caso 2
202	Strength I – HL-93 Combinação 2 – Caso 1
203	Strength I – HL-93 Combinação 2 – Caso 2
204	Strength I – H25 - Combinação 1 – Caso 1
205	Strength I – H25 - Combinação 1 – Caso 2
206	Strength I – H25 - Combinação 2 – Caso 1
207	Strength I – H25 - Combinação 2 – Caso 2

Nº	Combinação
208	Strength III – Vento na estrutura – Trans. + Long. + Vert. ascendente
209	Strength III – Vento na estrutura – Trans. + Long. + Vert. descendente

Nº	Combinação
210	Strength IV – Ações permanentes

Nº	Combinação
211	Strength V – HL-93 Combinação 1 – Caso 1 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 1
212	Strength V – HL-93 Combinação 1 – Caso 2 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 2
213	Strength V – HL-93 Combinação 2 – Caso 1 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 1
214	Strength V – HL-93 Combinação 2 – Caso 2 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 2
215	Strength V – HS25 Combinação 1 – Caso 1 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 1
216	Strength V – HS25 Combinação 1 – Caso 2 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 2
217	Strength V – HS25 Combinação 2 – Caso 1 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 1
218	Strength V – HS25 Combinação 2 – Caso 2 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 2

Combinações Service

Nº	Combinação
300	Service I – HL-93 Combinação 1 – Caso 1 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 1
301	Service I – HL-93 Combinação 1 – Caso 2 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 2
302	Service I – HL-93 Combinação 2 – Caso 1 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 1
303	Service I – HL-93 Combinação 2 – Caso 2 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 2
304	Service I – HS25 - Combinação 1 – Caso 1 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 1
305	Service I – HS25 - Combinação 1 – Caso 2 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 2
306	Service I – HS25 - Combinação 2 – Caso 1 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 1
307	Service I – HS25 - Combinação 2 – Caso 2 + Vento Trans. e Long. + Vento veículo – Caso 2

Nº	Combinação
308	Service II – HL-93 Combinação 1 – Caso 1
309	Service II – HL-93 Combinação 1 – Caso 2
310	Service II – HL-93 Combinação 2 – Caso 1
311	Service II – HL-93 Combinação 2 – Caso 2
312	Service II – HS25 Combinação 1 – Caso 1
313	Service II – HS25 Combinação 1 – Caso 2
314	Service II – HS25 Combinação 2 – Caso 1
315	Service II – HS25 Combinação 2 – Caso 2

Quadro das Combinações Strength

Nº	Ações												
	PP	RCP	HL-93 CC	HL-93 CT	HL-93 CV	HS-25 CC	HS-25 CT	HS-25 CV	VT	VL	VTV	VVA	VVD
200	1,25	1,25	1,75	-	1,75	-	-	-	-	-	-	-	-
201*	1,25	1,25	1,75	-	1,75	-	-	-	-	-	-	-	-
202	1,25	1,25	-	1,75	1,75	-	-	-	-	-	-	-	-
203*	1,25	1,25	-	1,75	1,75	-	-	-	-	-	-	-	-
204	1,25	1,25	-	-	-	1,75	-	1,75	-	-	-	-	-
205*	1,25	1,25	-	-	-	1,75	-	1,75	-	-	-	-	-
206	1,25	1,25	-	-	-	-	1,75	1,75	-	-	-	-	-
207*	1,25	1,25	-	-	-	-	1,75	1,75	-	-	-	-	-
208	1,25	1,25	-	-	-	-	-	-	1,40	1,40	-	1,40	-
209	1,25	1,25	-	-	-	-	-	-	1,40	1,40	-	-	1,40
210	1,50	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
211	1,25	1,25	1,35	-	1,35	-	-	-	0,40	0,40	1,00	-	-
212*	1,25	1,25	1,35	-	1,35	-	-	-	0,40	0,40	1,00	-	-
213	1,25	1,25	-	1,35	1,35	-	-	-	0,40	0,40	1,00	-	-
214*	1,25	1,25	-	1,35	1,35	-	-	-	0,40	0,40	1,00	-	-
215	1,25	1,25	-	-	-	1,35	-	1,35	0,40	0,40	1,00		

	Ações												
	PP	RCP	HL-93 CC	HL-93 CT	HL-93 CV	HS-25 CC	HS-25 CT	HS-25 CV	VT	VL	VTV	VVA	VVD
216*	1,25	1,25	-	-	-	1,35	-	1,35	0,40	0,40	1,00	-	-
217	1,25	1,25	-	-	-	-	1,35	1,35	0,40	0,40	1,00	-	-
218*	1,25	1,25	-	-	-	-	1,35	1,35	0,40	0,40	1,00	-	-

*- Não são combinações repetitivas pois a ação do tráfego rodoviário é colocado em posições diferentes, no tramo inicial (antes dos 25 metros) e no tramo central da ponte.

Quadro das Combinações Service

Nº	Ações												
	PP	RCP	HL-93 CC	HL-93 CT	HL-93 CV	HS-25 CC	HS-25 CT	HS-25 CV	VT	VL	VTV	VVA	VVD
300	1,00	1,00	1,00	-	1,00	-	-	-	0,30	0,30	1,00	-	-
301*	1,00	1,00	1,00	-	1,00	-	-	-	0,30	0,30	1,00	-	-
302	1,00	1,00	-	1,00	1,00	-	-	-	0,30	0,30	1,00	-	-
303*	1,00	1,00	-	1,00	1,00	-	-	-	0,30	0,30	1,00	-	-
304	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	1,00	0,30	0,30	1,00	-	-
305*	1,00	1,00	-	-	-	1,00	-	1,00	0,30	0,30	1,00	-	-
306	1,00	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	0,30	0,30	1,00	-	-
307*	1,00	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	0,30	0,30	1,00	-	-
308	1,00	1,00	1,30	-	1,30	-	-	-	-	-	-	-	-
309*	1,00	1,00	1,30	-	1,30	-	-	-	-	-	-	-	-
310	1,00	1,00	-	1,30	1,30	-	-	-	-	-	-	-	-
311*	1,00	1,00	-	1,30	1,30	-	-	-	-	-	-	-	-
312	1,00	1,00	-	-	-	1,30	-	1,30	-	-	-	-	-
313*	1,00	1,00	-	-	-	1,30	-	1,30	-	-	-	-	-

Nº	Ações												
	PP	RCP	HL-93 CC	HL-93 CT	HL-93 CV	HS-25 CC	HS-25 CT	HS-25 CV	VT	VL	VTV	VVA	VVD
314	1,00	1,00	-	-	-	-	1,30	1,30	-	-	-	-	-
315*	1,00	1,00	-	-	-	-	1,30	1,30	-	-	-	-	-

*- Não são combinações repetitivas pois a ação do tráfego rodoviário é colocado em posições diferentes, no tramo inicial (antes dos 25 metros) e no tramo central da ponte.

ANEXO IV – COMBINAÇÃO DE AÇÕES DE ACORDO COM O TRILATERAL DESIGN AND TEST CODE

Combinações em serviço

Nº	Combinação
200	MLC 120 – Caso 1 + Vento Trans. + Vento veículo – Caso 1
201	MLC 120 – Caso 1 + Vento Long.
202	MLC 120 – Caso 2 + Vento Trans. + Vento veículo – Caso 2
203	MLC 120 – Caso 2 + Vento Long.
204	MLC 120 – Caso 1 + Lama
205	MLC 120 – Caso 2 + Lama
206	Vento Trans. + Lama
207	Vento Long. + Lama

Quadro das Combinações em serviço

Nº	Ações						
	PP	RCP	MLC 120	LM	VT	VL	VTV
200	1,00	1,00	1,00	-	1,00	-	-
201	1,00	1,00	1,00	-		1,00	-
202*	1,00	1,00	1,00	-	1,00	-	-
203*	1,00	1,00	1,00	-		1,00	-
204	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-
205*	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-
206	1,00	1,00	-	1,00	1,00	-	
207	1,00	1,00	-	1,00	-	1,00	-

*- Não são combinações repetitivas pois a ação do tráfego rodoviário é colocado em posições diferentes, no tramo inicial (antes dos 25 metros) e no tramo central da ponte.

